

Grundriſs des Wasserbaues

Für Studierende und Ingenieure

von

Max Möller
Professor an der Herzoglich techn. Hochschule zu Braunschweig

Band I

Grundbau, Uferwände, Baggerungen.
Die Wasserstraßen Deutschlands

Mit 314 Abbildungen

Leipzig
Verlag von S. Hirzel
1906.

Druck von Fischer & Wittig in Leipzig.

Vorwort.

Die reiche Vielseitigkeit wasserbautechnischer Anlagen erschwert im Anfang das Studium des Wasserbaues. Zuerst gebricht es da an der erforderlichen Anschauung, um so mehr als die Bauten von den Wohnorten vielfach entfernt und obendrein zum Teil versteckt im Boden oder unter Wasser liegen.

Eine kritische Beleuchtung der einzelnen Baumittel und Bauweisen setzt aber Anschauung voraus, und darum gilt es, im Unterricht die Mittel der bildlichen Darstellung tunlichst auszuwerten, um dem Studierenden zunächst hinreichende Übersicht zu verschaffen. Bei der Herausgabe des vorliegenden Buches: „Grundriß des Wasserbaues“ war daher in erster Linie der leitende Gedanke, die Anschauung zu heben und einen Überblick zu bieten. Ferner sind manche Mitteilungen, wie z. B. Literaturhinweise besser schriftlich als im Vortrage zu geben, da für das gesprochene Wort die hinreichende Muße verbleiben muß, um das Ganze und besondere Einzelheiten zu erläutern und kritisch zu beleuchten, und ferner auch noch Zeit zur Verfügung stehen soll, um das umfangreiche Sammlungsmaterial der Hochschule entsprechend ausnutzen zu können. Auch ist es erwünscht, Übungen im Messen von Wassergeschwindigkeiten und Versuche in Flußbaulaboratorien vorzunehmen. Das alles zu erreichen, ist nicht leicht, da dem Studierenden in der Abteilung für Bauingenieurwesen ja nur etwa der siebente Teil der ganzen vierjährigen Studienzeit für den Wasserbau, die Wasserversorgung und die Kanalisation der Städte zur Verfügung steht.

Der Text des Grundrisses soll für den Vortrag keinen Ersatz bieten. Er wird ihn in manchen Punkten, z. B. in Bezug auf Berechnungen, ergänzen und eine Übersicht geben. Für weitere Studien sind die Quellenangaben zu benutzen, und zwar im besonderen zur Entnahme von Einzelheiten, welche in den Konstruktionsübungen gebraucht werden.

Im Interesse einer Anregung zum Studium der fremdländischen Literatur sind dem Texte auch die wichtigsten Fachausdrücke in englischer und französischer Sprache beigefügt. Die bei manchen Abbildungen gegebenen Hinweise auf Firmenkataloge gestatten ein Auffinden der dazu gehörenden ausführlicheren Beschreibungen und diejenigen auf photographische Anstalten den Bezug solcher Originaldarstellungen, die den Leser besonders interessieren und die hier nur verkleinert geboten sind.

Der letzte Abschnitt des zweiten Bandes ist dem Bedürfnis und der Ausführung wasserbautechnischer Versuche gewidmet, da diese in Zukunft entschieden noch einer besonderen Förderung bedürfen.

Meinen Dank habe ich den im Texte bezeichneten Bauverwaltungen und Firmen auszusprechen, welche mein Unternehmen durch Überlassung von Abbildungen in sehr gefälliger Weise unterstützt haben. Insbesondere gilt mein Dank in dieser Hinsicht dem Königlich Preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

Bei der Ausführung meines Unternehmens bin ich auch in entgegenkommender Weise von der Verlagshandlung S. Hirzel mit Rat und Tat unterstützt worden.

Gefällige Angaben über wünschenswerte Ergänzungen oder erforderliche Änderungen nehme ich zwecks späterer Verwendung gern entgegen.

Braunschweig, Januar 1906.

M. Möller.

Inhaltsverzeichnis.

Band I.*)

*) Band II erscheint im Sommer 1906; er umfaßt: „Fluß- und Kanalbau, Wehr- und Schleusenbau, Häfen, Seebau und wasserbautechnische Versuche." Mit 464 Abbildungen.

III. Arbeitsvorgang bei einer Gründung
(dargestellt an einem Beispiel: „Ufermauer am Rheinstrom bei Köln“).

IV. Brunnen- und Druckluftgründung, Taucherarbeiten, Taucherglocke.

Seite

V. Berechnung der Fundamente, Bohlwerke und Ufermauern.

VI. Der Beton und seine Verwendung bei Gründungen.

VII. Herstellung der Baugrube.

VIII. Wasserschöpfen.

IX. Rammung und Ausziehen von Pfählen.

X. Baggerungen und Felssprengungen.

Zweiter Abschnitt.

Die Wasserstraßen Deutschlands.



Inhaltsübersicht

zu Band II (464 Abbildungen).

Erster Abschnitt.

Der Flußbau.

I. Das fließende Wasser, Entstehung und Stärke der Niederschläge, meteorologische Erläuterungen, hydrographische Arbeiten, Pegel, Bewegung des Wassers, Berechnung der Wassergeschwindigkeit, Abflußverhältnisse, Hochwassermengen, Wirkung strömenden Wassers, Hochwasserschäden.

II. Flußbauten, Wildbachverbauung, Flußbau im Hochgebirge, desgl. im Mittelgebirge. Besondere Bauweisen, Flußbau in schiffbaren Flüssen, Korrektion der Flüsse im Ebbe- und Flutgebiet.

Zweiter Abschnitt.

Der Kanalbau und Schiffahrtsbetrieb.

I. Schiffahrtskanäle.
II. Wirtschaftliche Vorteile der Wasserstraßen, Frachtkosten.
III. Widerstand bewegter Schiffe.
IV. Antrieb und Zug der Schiffe.

Die übrigen Abschnitte
seien hier nur kurz ohne Angabe der Unterabteilungen erwähnt:

Dritter Abschnitt.

Der Wehrbau.

Vierter Abschnitt.

Schleusen, Docks, geneigte Ebenen, Schiffshebewerke.

Fünfter Abschnitt.

Häfen.

Sechster Abschnitt.

Seebau und Schiffahrtszeichen, Betonnung, Leuchtfeuer.

Siebenter Abschnitt.

Wasserbautechnische Versuche.

Einleitung.

1. Einführung in das Studium des Wasserbaues.

Die Hilfswissenschaften. In einer amerikanischen Zeitschrift sagte einst ein Ingenieur: „Das Wissen des Ingenieurs soll nicht sein wie eine Pyramide, welche in eine Spitze ausläuft, sondern wie eine Fläche, auf welcher sich viel aufbauen läßt.“ Das möge der jüngere Studierende sehr wohl beachten. Das Studium soll eine breite, gediegene Grundlage für seine erfolgreiche Berufstätigkeit schaffen. Er kennt während der Lerntätigkeit noch nicht die Aufgaben, welche später an ihn herantreten. Diese aber sind so mannigfaltig, daß eine gründliche, allgemeintechnische Bildung für jeden Ingenieur in erster Linie in Frage kommt, möge er auch später irgend einer Sonderrichtung folgen.

So fordert auch die Betätigung im Wasserbau daneben von dem Ingenieur Kenntnisse im Eisenbahnwesen, im Brückenbau, in der Elektrotechnik und im Maschinen- sowie im Hochbau. Der Ingenieur des Wasserbaues muß Statik und Dynamik vollständig beherrschen. Insonderheit wird er auf die Bewegungsvorgänge überhaupt und zumal auf diejenigen des Wassers sein Studium auszudehnen haben.

Das Berufsleben fordert ferner von dem Ingenieur gründliche Kenntnisse einzelner Hilfswissenschaften, allerdings nur in den Elementen. In diese aber soll der Student so vollständig eingedrungen sein, daß er eine persönliche Fertigkeit und Sicherheit in deren Anwendung gewinnt. Zu den Hilfswissenschaften gehört z. B. der allgemeine Teil der Physik. Chemie, Geologie sowie diesen verwandte Fächer rechne ich hingegen nur mit großem Vorbehalt zu unseren Hilfswissenschaften, da eine Betätigung in diesen Zweigen der Naturwissenschaft dem Bauingenieur nur selten im Berufsleben möglich wird. Tritt der Fall ein, daß darin Kenntnisse gefordert werden, dann ist doch allemal ein Fachgelehrter zur Prüfung der vorliegen-

den Frage hinzuzuziehen. Der Bauingenieur muß dann der Sache nur soviel Verständnis entgegenbringen, daß er diese Hinzuziehung des Fachmannes nicht unterläßt und daß er die Ratschläge und Darlegungen desselben richtig auszunutzen weiß.

Anders liegen die Verhältnisse auf den Gebieten der Mathematik und deren Anwendungen. Die Elemente dieser Wissenschaften hat der Bauingenieur im Berufsleben beständig zu verwenden. Insbesondere ist die technische Mechanik für den Ingenieur von grundlegender Bedeutung.

Für den Wasserbauer ist ferner die Lehre des Maschinenbaues eine wichtige Hilfswissenschaft. Wir müssen die Eigenschaften und die verschiedenen Arten der Bearbeitung des Eisens, als Schmiedeeisen, Flußeisen, Stahl- und Gußeisen, kennen, sonst können wir nicht Bauteile aus Eisen kunstgerecht konstruieren. Wir müssen den Wirkungsgrad von Maschinen beurteilen, sonst werden wir es nicht verstehen, für einen Sonderzweck die passenden Maschinen zu beschaffen. Die Entscheidung z. B., ob es zweckmäßiger ist, an einem Hafen Kräne und Speicherwinden durch Elektrizität oder mittels Druckwasser zu betreiben, ruht in der Hand des leitenden Ingenieurs für Wasserbau. Er wird zwar von Firmen für beide Arten der Kraftzuleitung Entwürfe einfordern, und außerdem steht ihm hier der Rat von Spezialvertretern der verschiedenen Richtungen maschineller Bauweisen zur Verfügung. Aber schließlich ist es doch seine Aufgabe, einen Vergleich zu ziehen, um zu erkennen, welche Betriebskraft für den Sonderfall nach Anlagekosten und Betriebskosten am vorteilhaftesten sich gestalten wird. Eine erfolgreiche Tätigkeit dieser Art setzt also gründliche Kenntnisse in den Elementen vieler Fachrichtungen voraus, eine weitgehende Anschauung und scharfe Überlegung.

So ist es z. B. das Verdienst des bedeutenden Wasserbau-Ingenieurs Dalmann, derzeitigen Strom- und Hafenbaudirektors in Hamburg, gewesen, diejenigen Umgestaltungen der Seehäfen im voraus richtig erkannt zu haben, welche durch die Entwicklung der Dampfschifffahrt und die Verwendung des Dampfes für den Lösch- und Ladeverkehr in der Folge bedingt worden sind. Die Verwendung maschineller Mittel für den Transport bildete damals den entscheidenden Beweggrund für den Um- und Neubau von Häfen.

Diese mehr allgemein technische Bildung reicht aber dort nicht mehr aus, wo Aufgaben des engeren Berufes in Frage kommen. Bildet Entwurf und Herstellung des zu beschaffenden Objektes nicht mehr Gegenstand eines Geschäftszweiges, dann können wir nicht als Käufer und Besteller auftreten. Dann gilt es vielmehr selbständige

Arbeit zu leisten und dazu bedarf es vor allen Dingen auch einer ernsten theoretischen und empirischen Forschung im eigenen Beruf. Der letzteren habe ich im zweiten Bande einen besonderen Abschnitt gewidmet.

Die Aneignung eines umfangreichen und in einzelnen Sonderrichtungen recht eingehenden Wissens läßt sich aber nur durch eine zweckmäßige Ausnutzung der Studienzeit erreichen. Namentlich darf man keine Lücken in den Anfangsgründen der Wissenschaften bestehen lassen. Die eigene Arbeit des Studenten macht erst das Wesen des Studiums aus. Der Versuch einer Anwendung der Elemente auf viele kleine Aufgaben ist in dieser Hinsicht sehr fördernd, wie überhaupt die Teilnahme an allen Übungen unbedingt erforderlich ist. Dasselbe gilt von den Exkursionen und auch von den kleineren ausgeführten Besichtigungen. Eine Fertigkeit in der Auffindung des Rechnungsansatzes ist sowohl hinsichtlich rein mathematischer Probleme als insbesondere auch in Hinsicht auf Beispiele aus der Physik und Technik zu erstreben. Es ist hauptsächlich die Gewandtheit zu erzielen, alle Aufgaben auf möglichst einfache und praktische Weise zu lösen. Eine hohe mathematische Schulung aber kann der Bauingenieur schlechterdings in seinem Beruf nicht verwenden. Wir haben nicht mit Vorgängen zu tun, welche sich in so stetiger Weise vollziehen oder mit räumlichen Größen, welche so stetig variieren, als daß man die höhere Mathematik in sehr ausgedehnter Weise auf sie anzuwenden vermöchte. Besser ist solches in der Elektrotechnik erreichbar, weil elektrische Vorgänge sich besonders stetig und daher nach allgemein gültigen räumlichen wie zeitlichen Gesetzen vollziehen.

Geht man im Studium der Hilfswissenschaften zu weit und verliert man dadurch die nötige Zeit für die Studien im Sonderberuf, welche auf eine erfolgreiche Auswertung der Hilfswissenschaften gerichtet sein sollten, dann geht der Nutzen der vorbereitenden Studien fast ganz verloren. Diese Gefahr ist namentlich für das Studium des Wasserbaues vorhanden, da die physikalischen Beziehungen, welche für Wasserbauten in Frage kommen, in dem allgemeinen Teil der Physik eine Behandlung nicht finden können. In der Abteilung für Ingenieurbauwesen und vielleicht auch in derjenigen für das Maschinenbaufach müßte dieser Unterricht zudem eine Änderung erfahren. Der allgemeine Teil des physikalischen Lehrstoffes wäre in zwei Abteilungen zu gliedern. Die Anfangsgründe müßten von denjenigen Studierenden gehört werden, welche nicht das Pensum des Realgymnasiums oder der Oberrealschule absolviert oder aber die Prüfung in der Physik dort nicht mit gutem Erfolge bestanden

haben. Die zweite Abteilung des physikalischen Unterrichtes müßte für die Richtungen des Ingenieurberufes vorbereiten, also die einzelnen Sondergebiete eingehender behandeln. Eine weitere Fortsetzung der physikalisch technischen Studien hat dann in späteren Semestern in Anlehnung an Vorführungen und Übungen zu geschehen, für welche die Ingenieurlaboratorien benötigt werden. Ohne diese Gliederung des physikalischen Unterrichtes finden diejenigen Studierenden, welche auf dem Realgymnasium oder der Oberrealschule eine gute Vorbereitung in den Naturwissenschaften gefunden haben, an der technischen Hochschule nicht einen ihrer besseren Vorbildung entsprechenden Anschluß. Manche dieser Herren glauben dann, die Vorträge und Übungen in den Hilfswissenschaften überhaupt nicht mehr besuchen zu brauchen, kommen aus dem Zusammenhang, bleiben zurück und schneiden schließlich in der Vorprüfung schlecht ab. Sie bedenken nicht, daß der an technischen Hochschulen gebotene Lehrstoff in der allgemeinen Physik, wenn er auch teilweise Wiederholungen bietet, doch umfassender gebracht wird, als an den genannten vorbereitenden Anstalten.

Das Fachstudium im Wasserbau gliedert sich nach vier Richtungen. Es ist einmal ein Überblick über die Aufgaben der Wasserbautechnik und über die zu deren Lösung dienenden bautechnischen Mittel zu gewinnen. Die Mittel bestehen in einem baulichen Eingriff in die natürlichen Verhältnisse der Ufer oder der Wasserläufe und in Bauten am Wasser, deren Eigenart aber durch das Hinzutreten der Wirkungen des Wassers bedingt ist. Weiter gilt es auch diejenigen gewerblichen Mittel zu besprechen, welche dazu dienen, diese baulichen Anlagen kunstgerecht auszuführen.

Außer dieser Übersicht sind die Wirkungen des Wassers auf den Untergrund, die Baumaterialien, die Ufer, die Flußsohle, die Hafenmündungen usw. einer eingehenden Betrachtung zu unterziehen. Es gilt zu zeigen, wie man schädlichen Wirkungen begegnet und die nützlichen Wirkungen durch bauliche Maßnahmen fördert.

Im Anschluß an diesen mehr praktischen Lehrstoff ist dann in dritter Linie der theoretische Teil der wasserbautechnischen Wissenschaft, besonders in der Form eines Zweiges der Ingenieurphysik zu behandeln. Dahin gehören z. B. statische und dynamische Berechnungen, welche sich auf die Einwirkung der Wasserdruckkräfte auf Bauteile oder auf die Vorgänge fließender Bewegung und auf Wellenbewegungen beziehen. Auch das Studium des Erddruckes[1])

1) Die so wesentliche Bedeutung des Erddruckes für das Gebiet des Wasserbaues hatte mich veranlaßt, jenen Gegenstand bei Niederschrift dieses

ist hier besonders hervorzuheben, da sehr viele Wasserbauten seiner Wirkung unterliegen und durch ihn gefährdet sind. Seine Werte ändern sich auch mit dem Wechsel des Wasserstandes.

Zu beachten ist es, daß die Kenntnisse des bauenden Ingenieurs durch seine Tätigkeit im Berufsleben sich nach der praktischen Seite hin bedeutend, und zwar fortgesetzt erweitern. Es ist daher nicht erforderlich, an der Hochschule die hier zuerst genannten Richtungen sehr eingehend zu behandeln. Anders liegen die Verhältnisse hinsichtlich eines theoretischen Verständnisses der wasserbautechnischen und physikalischen Vorgänge. Wer hier nicht an der Hochschule ganz festen Fuß gefaßt hat, geht später im Berufsleben in seinem Können darin zurück. Er wird ein Empiriker, der nur das für den Sonderzweck in praktischem Sinne richtig auszubilden versteht, was sich einmal bewährt hat. Er wird im Berufsleben die Wissenschaft nicht fördern, sondern vielleicht durch negative Entschließungen hemmen, da er wirklich Neues nicht zu beurteilen versteht. Während zwar bei der ausführenden baulichen Tätigkeit unter dem Druck der Fülle von Tagesaufgaben die praktische Richtung des Schaffens allemal in den Vordergrund treten wird, darf und soll während des Studiums die Erweckung des Verständnisses, also die theoretische Seite einer Wissenschaft wesentlich bevorzugt werden.

Ausgeschlossen ist es nun in der kurzen Zeitspanne, welche für das Studium eines Sondergebietes zur Verfügung steht, alles einzelne eingehend zu berühren. Es gebraucht daher der Studierende wie auch der ausübende Ingenieur einer äußeren Hilfe, wie diese ihm in den Werken der Literatur zur Verfügung steht. Der Studierende hat Kenntnis von diesen Hilfsquellen zu nehmen, er hat die Bücher, welche ihm genannt werden, zur Hand zu nehmen und insoweit durchzusehen, daß er ungefähr weiß, was dieselben enthalten, d. h. er muß literarische Quellenkunde auf seinem Sondergebiet betreiben. Durch den übergroßen Wert, welchen man heute auf den Ausfall der Prüfungen legt, kommt es leicht dahin, daß einer gedächtnismäßigen Aneignung von vielem Lehrstoff eine zu große Bedeutung beigemessen wird. Manches, wie z. B. Namen, Zahlen, Formeln usw. vergißt sich doch bald wieder. Ein Zuviel in dieser Richtung wäre ebenso zwecklos, wie das Auswendiglernen der Zahlenreihen eines Eisenbahnfahrplanes. Man muß den Lehr-

Bandes zuerst zu behandeln. Die so entstandene, der Übersicht dienende Zusammenstellung ausgerechneter Werte des Erddruckes mit Erläuterungen ist dann aber als besonderes Heft: „Erddruck-Tabellen“ (Preis geb. 4 Mark) von mir herausgegeben und vorweg im gleichen Verlage von S. Hirzel erschienen.

stoff nur so weit sich angeeignet haben, daß man die Literatur zur rechten Stunde sich verschaffen und ihren Inhalt mit vollem Verständnis leicht verwerten kann, ferner auch so weit, daß man das Einfache zu jeder Zeit ohne Beihilfe beherrscht.

Diese Fertigkeiten bringt der Ingenieur von der Hochschule mit, wenn er in allen Elementen der Haupt- und Hilfswissenschaften seiner Fachrichtung voll und ganz zu Hause ist, wenn er ferner die Literatur, deren er bedarf, kennt und mit Fleiß zu verwenden gelernt hat. Zur Erreichung dieses Zieles werden auch die Konstruktionsübungen ausgewertet. Durch die Art der Stellung einer Aufgabe und durch geeignete Anleitung bei Lösung derselben läßt es sich erreichen, daß der Studierende sich Rat in der Fachliteratur holen muß. Dabei lernt er dann über die Grenzen des Gebietes hinauszugehen, in welches ihn eine andere Hand einführte; er wird selbständiger.

Zu diesem Zweck stelle ich im Konstruktionssaal die Inhaltsverzeichnisse der Sammlung für Wasserbau, sowohl diejenigen der Modelle, der Zeichnungen, der Photographien, als auch diejenigen meiner Handbibliothek den Studierenden zur Verfügung. Ebenfalls habe ich über die wichtigeren wasserbaulichen Mitteilungen technischer Zeitschriften Inhaltsverzeichnisse anfertigen lassen, stofflich geordnet, insbesondere auch Hinweise auf gute zeichnerische Darstellungen, welche in ähnlicher Weise benutzt werden.

Einige in der Folge gegebene Hinweise auf unsere wasserbautechnische Literatur mögen ferner zu einer Einführung in das weite Gebiet dieser Fachliteratur dienen. Zunächst seien hier diejenigen Bücher besprochen, welche den Studierenden in erster Linie interessieren.

2. Empfehlenswerte Bücher und Zeitschriften für das Studium des Grund- und Wasserbaues.

(Weitere Literaturangaben vergl. im Text.)

a) Empfehlenswerte Bücher.

1. **Der hier vorliegende Grundriß des Wasserbaues.** Er verfolgt den Zweck einer tunlichst anschaulichen und schnell zu erreichenden Einführung in das Lehrgebiet des Wasserbaues durch reichhaltige bildliche Darstellungen und Kürze im Text. Besondere Abschnitte bringen Berechnungen über die Standsicherheit der Bauwerke. Auch sieht sich der Leser durch die Wiedergabe photographischer Aufnahmen in die Natur oder an die Baustelle versetzt; er hat das Bauwerk vor Augen. Zwei Bände mit 779 Abbildungen.

2. **Elemente des Wasserbaues von Ed. Sonne und K. Esselborn.** Ein Lehrbuch, welches etwa den Inhalt eines Hochschulvortrages wiedergibt. Das Hauptgewicht ist auf die Textausführungen und auf Berechnungen, durch Beispiele unterstützt, gelegt. Diese Elemente und der oben genannte Grundriß ergänzen einander. 226 Abb. 337 S.; Preis ungeb. M. 9,—, geb. M. 10,—. Verlag von Wilh. Engelmann, Leipzig.

3. **Handbuch der Baukunde.** Verlag der Deutschen Bauzeitung.

Abteilung I: Die Hilfswissenschaften — Bandausgabe M. 22,—. Hydraulik S. 729, Hydrometrie S. 753, Wassergeschwindigkeit in Flüssen und Kanälen S. 776, Meteorologie S. 1115. In Heftausgaben bezogen, ein Heft M. 2,— bis M. 9,—.

Abteilung II: Baukunde des Architekten.

Abteilung III: Baukunde des Ingenieurs. Erstes Heft, 1. Teil: **„Der Grundbau“ von Brennecke.** Eine ausführliche Beschreibung der Gründungsarten unter Darstellung der konstruktiven Einzelheiten. 683 Abb. 348 S.; Preis ungeb. M. 7,— geb. M. 8,—.

4. Desgl. Erstes Heft, 2. Teil: **„Ergänzungen zum Grundbau“ von demselben.** 200 Abb. 117 S.; Preis ungeb. M. 3,— geb. M. 4,—

5. Desgl. Zweites Heft **„Der Wasserbau“ von L. Franzius.** Eine ausführliche, aber im Interesse des Studiums doch kurz gehaltene Schilderung der wasserbautechnischen Aufgaben, der bautechnischen Hilfsmittel, der Bauwerke im Wasserbauwesen; Allgemeines über die Eigenschaften der Wasserläufe und des Meeres und die Be- wie Entwässerung von Ländereien, mit Ausschluß der Gründungen, sowie der Wasserversorgung und Entwässerung von Ortschaften. 656 Abb. 376 S.; Preis ungeb. M. 8,— geb. M. 9,—.

6. **Erddruck-Tabellen von M. Möller.** Verlag von S. Hirzel, Leipzig. Preis geb. M. 4,—. Eine Übersicht über die Werte des aktiven und passiven

---

Bemerkung: Einem jeden Studierenden der Abt. für Bauingenieurwesen wird für seine Studien die Anschaffung einiger der hier unter 1 bis 6 aufgeführten Bücher empfohlen. Von dem Inhalt des großen Sammelwerkes des Handbuches der Ingenieurwissenschaften und desjenigen der übrigen aufgeführten Bücher hat der Studierende Kenntnis zu nehmen. Er hat dieselben ferner bei seinen Konstruktionsübungen fleißig zu benutzen; sie sind daher im Konstruktionssaal in mehreren Exemplaren zur Verfügung zu halten. Eine persönliche Beschaffung dieser Werke mag bis zum Zeitpunkt des Eintritts in das Berufsleben verschoben bleiben. Es wird sich deren Auswahl dann nach den besonderen Berufsaufgaben zu richten haben.

Erddruckes in Tabellen zusammengestellt mit ausführlichen Darstellungen über die verschiedenen Fälle auftretenden Erddruckes bei wechselnden Wasserverhältnissen über und unter Wasser und für verschiedene Formen der stützenden Wand, sowie Untersuchungen über Verankerungen.

Der Erddruck fällt bei der Konstruktion vieler Wasserbauten so sehr ins Gewicht, daß der Wasserbautechniker, um zweckmäßig konstruieren zu können, anschauliche Vorstellungen von den Wirkungen und den Zahlenwerten des Erddruckes für verschiedene Boden- und Wasserverhältnisse besitzen muß. Neben dem Studium der Statik im allgemeinen und demjenigen der Wasserbewegung ist dasjenige des Erddruckes dem Ingenieur für Wasserbau besonders wichtig.

Um die Verwendung der Erddruck-Tabellen Studierenden und auch weiteren Kreisen zn erleichtern, sind deren Bezugskosten neuerdings auf den oben genannten Betrag herabgesetzt.

7. Kalender für Straßen-, Wasserbau- und Kulturingenieure von Scheck (früher Rheinhard). Der Hauptteil und die drei Beilagen enthalten Zusammenstellungen und Tabellen über viele für den Bauingenieur und insbesondere für den Wasserbautechniker praktisch wichtige Angaben, auch Formeln für Berechnungen. Normen, Preise usw. Preis der Hefte eines jeden Jahrganges zus. M. 4,—. Verlag von J. F. Bergmann, Wiesbaden.

8. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Verlag von W. Engelmann, Leipzig. Umfassendes Sammelwerk in allen das Bauingenieurwesen betreffenden wissenschaftlichen wie praktischen Beziehungen.

Die alte Bezeichnung des Werkes gliedert nach Bänden, die neue, stofflich die gleiche, nach Teilen.

Alte Bezeichnung:			Neue Bezeichnung:					
Band	I	Vorarbeiten, Erd-, Grund-, Straßen- und Tunnelbau	Teil I,	vorhanden	3.	und	4.	Auflage
„	II	Der Brückenbau	„ II,	„	3.	„	4.	„
„	III	Der Wasserbau	„ III,	„	3.	„	4.	„
„	IV	Die Baumaschinen	„ IV,	„	2.	„	3.	„
„	V	Der Eisenbahnbau	„ V,	„	1.	„	2.	„

Der Preis des ganzen Werkes beträgt etwa M. 400. Die neueren Auflagen, insbesondere die 4. Auflage, welche zum Teil noch in Vorbereitung begriffen sind, gestaltet sich erheblich umfangreicher.

Für die Konstruktionsübungen im Wasserbau kommen folgende, hier mit a—h bezeichnete, im Buchhandel einzeln zu beziehende Bücher aus diesem Sammelwerk in Frage. Dabei ist zu erwähnen, daß auch die ältere Bezeichnung so lange Beachtung verdient, als Bücher dieser Bezeichnungsweise in Benutzung sind. Für Neubeschaffung sei bemerkt, daß einige dieser Bände oder Teile schon vergriffen sind. Diese sind jeweils nachstehend bezeichnet. Neue Auflagen sind dafür in Vorbereitung begriffen.

A. Alte Bezeichnung des Handbuches der Ingenieurwissenschaften.

Erster Band: Vorarbeiten, Erd- und Grundbau (3. Aufl.).

a) I. Band, Zweite Abteilung M. 20,—, darin enthalten 5. Kap.: Konstruktion der Stütz- und Futtermauern. (Neu in der 4. Aufl. bezeichnet als I. Teil, 2. Band.) — Preise hier zu verstehen für ungeb. Bücher.

b) I. Band, Dritte Abt. (6. Kap. Grundbau) M. 20,—. Zurzeit vergriffen. (In der 2. Aufl. unter I, 2. Abt. behandelt.)

Dritter Band: Der Wasserbau (3. Aufl.).

c) III. Band, Erste Abt., erste Hälfte: Voruntersuchungen, Binnengewässer und Stauwerke (zurzeit vergriffen). M. 17,—.

d) III. Band, Erste Abt., zweite Hälfte: Wasserversorgung und Entwässerung der Städte (siehe 4. Auflage). M. 23,—.

e) III. Band, Zweite Abt., erste Hälfte: Landwirtschaftlicher Wasserbau, Binnenschiffahrt, Flußbau (zurzeit vergriffen). M. 20,—.

f) III. Band, Zweite Abt., zweite Hälfte: Schleusen und Schiffahrtskanäle (siehe 4. Auflage). M. 21,—.

g) III. Band, Dritte Abt.: Das Meer, Wasserbau am Meere und an Strommündungen M. 25,—.

Vierter Band: Die Baumaschinen.

h) IV. Band, Erste Abt. (2. Aufl.). Wasserhebemaschinen, Baggerarbeiten, Rammen. (zurzeit vergriffen) M. 11,—.

Die weiteren Abteilungen des vierten Bandes umfassen alle übrigen bei Bauten verwendeten Hilfsmaschinen, auch diejenigen zur Prüfung von Materialien.

B. Neue Bezeichnung.

An die Stelle von „Band" tritt jetzt die Bezeichnung „Teil". Den Wasserbau bringt nun nicht Band III wie zuvor, sondern Teil III. Die Unterabteilungen sind jetzt als Bände aufgeführt, die im Buchhandel als einzelne Bücher getrennt zu beziehen sind. Ferner ist noch eine weitgehende Gliederung des Stoffes erfolgt, so daß die Zahl der neuen Bände größer ist als die Zahl der entsprechenden Abteilungen älterer Bezeichnung; vergl. z. B.: „d" früher als III, Abb. 1, 2. Hälfte und jetzt III, Bd. 4 benannt.

Die vorn von a bis h aufgeführten Bücher werden also in Zukunft heißen:

a) Erster Teil, zweiter Bd. III. Kap.: Stütz- und Futtermauern (3. u. 4. Aufl.).

b) Erster Teil, dritter Bd. VI. Kap. des ersten Teiles: Der Grundbau ohne die Lufdruckgründungen. VII. Kap.: Die Luftdruckgründungen.

c) Dritter Teil, erster Bd.: Voruntersuchungen, Binnengewässer und Stauwerke (3. Aufl.) usw.

h) Vierter Teil, erster Bd., Wasserhebemaschinen, Baggerarbeiten, Rammen (2. Aufl.).

In der 4. Auflage sind von den Büchern a bis h erschienen:

a) Erster Teil, 2. Bd. III. Kap. Stütz- und Futtermauern.

d) (Teil von d) Dritter Teil, 4. Bd., Die Entwässerung der Städte, 1. Hälfte. M. 11,—, und Wasserversorgung Bd. 3, M. 12,—.

f) (Teil von f) Dritter Teil, 8. Bd., Schiffsschleusen M. 11,—.

Änderungen traten ferner ein durch die jetzt weitergeführte Gliederung des Werkes. So werden z. B. die Schiffahrtszeichen in Zukunft unter III 4 und nicht mehr unter III 3 besprochen werden.

Abkürzung. Man wird zweckmäßig die Bezeichnungen Band und Abteilung oder neuerdings Teil und Band fortlassen und dafür nur Zahlen setzen, z. B. für c Handb. d. Ingw. III 1.

9. Lehrbuch des Tiefbaues, K. Esselborn. M. 20,—. Verlag W. Engelmann, Leipzig; behandelt Erdbau, Grundbau, S. 71., Straßenbau, Eisenbahnbau, Brückenbau, Wasserbau; letzteren S. 529—755.

10. Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. M. 8,—.

11. L. Oppermann, Allgemeine und technische Bedingungen für die Verdingung und Ausführung von Arbeiten und Lieferungen zu Ingenieurbauten M. 4,—. Verlag W. Engelmann, Leipzig 1895.

Verzeichnisse der inzwischen neu erscheinenden Auflagen werden auf Anfrage von den Verlagshandlungen jeweils zur Verfügung gestellt.

b) Zeitschriften.

1. In deutscher Sprache:

Zentralblatt d. Bauverwaltung, Berlin. — Zeitschr. f. Bauwesen Berlin. — Zeitschr. f. Architektur- u. Inginieurwesen Hannover. — Zeitschr. f. Gewässerkunde, Dresden. — Zeitschr. f. Binnenschiffahrt, Berlin. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure, Berlin. — Deutsche Bauzeitung, Berlin. — Das Schiff, Berlin.

Allgemeine Bauzeitung (Förster), Wien. — Zeitschr d. österr. Ing.- u. Archit. Ver., Wien. — Schweiz. Bauzeitung, Zürich.

2. In französischer Sprache:

Annales des ponts et chaussées, Paris. — Comptes-rendus de l'Académie des sciences, Paris. — Annales des travaux publ. d. Belgique, Brüssel.

3. In holländischer Sprache:

Tijdschrift van het Koninkl. Inst. van Ing., Gravenhage.

4. In englischer Sprache:

Engineering, London. — The Engineer, London. — The Engineer, New York. — Engineering News and Amer. Railw. Journ., New York. — Building News and Engin. Journ., London.

Erster Abschnitt.

Grundbau, Uferwände und Baggerungen.

Literatur:

1. Handb. d. Ingw. 4. Aufl. Teil I, 3. Band, Kap. IV. Der Grundbau ohne die Druckluftgründung.
2. Desgl. 2. und 3. Aufl.
3. Desgl. als besonderes Heft zum Teil I herausgegeben: G. Meyer (Kap. VII). Der Grundbau unter Ausschluß der Druckluftgründungen. M. 2.—.
4. C. Zschokke, Druckluftgründungen. M. 3.60.
5. Handb. d. Bauk. III. Abt., 1. Heft. Der Grundbau von L. Brennecke.
6. Dazu Ergänzungsheft zum Grundbau von L. Brennecke.
7. Desgl. III. Abt., 2. Heft. Der Wasserbau von L. Franzius von S. 16—78.
8. K. Esselborn, Lehrbuch des Tiefbaues. Preise von 5—8 S. 7—9.
9. Cours de Travaux maritimes. Librairie polytechnique Ch. Béranger, rue des saints-pères 15, Paris. Teil I u. II. 1. Aufl. Preis 60 Mk.

In diesem Werke sind wertvolle Angaben über Gründungen an verschiedenen Stellen zerstreut mitgeteilt, weshalb hier auf die einzelnen Seiten verwiesen wird. Für die deutschen Werke genügte ein einfacher Hinweis auf den Band „Gründungen“, welcher dieses Material zusammenfaßt.

Teil I:

Baggern S. 127—167.
Gründung von Molen (digues) S. 179, von Wellenbrechern (brise-lames) S. 212, von Leitdämmen (jetées) S. 222.
Quaderversenkung S. 258 und 356.
Gründungen mit großer Taucherglocke S. 266.
Ufermauern S. 279—319.
Kaimauern — Bauvorgang S. 329.
Rammen zum Schlagen für Schrägpfähle S. 338.
Gründungen mit offenen Brunnen S. 340—348.
Brunnengründung unter Benutzung von Druckluft S. 349.
Versetzen großer Blöcke S. 353.
Quaderversetzung unter Benutzung von Tauchern, und zwar mit schrägen Fugen S. 356.
Entlastung einer Kaimauer durch Verminderung des Erddrucks S. 359.
Wanderung von Boden und der auf ihm stehenden Mauern S. 361.

Verblendung von Mauern unter Benutzung von Druckluft S. 367.
Schwimmponton als Fangedamm S. 366—377.
Gründungen von Schleusen S. 389—402, von Docks S. 529—572.

Teil II:

Gründung von Schiffsschleppen S. 40.
Ausrüstung von Kaimauern S. 66—70.
Baggerungen S. 127—167.
Gründung von Leuchttürmen S. 310—313.

I. Allgemeines über Gründungen.

Der Grundbau (fondement [m], foundation) behandelt die unter Geländeoberfläche liegenden Teile eines Bauwerkes, insbesondere das Fundament desselben. Dieses überträgt den Druck des Mauerwerks auf eine breitere Bodenfläche, vergl. die Abb. 12—19 auf Tabelle A unter II, B. Eine so herbeigeführte Verteilung der Last ist in fast allen Fällen erforderlich, da der Untergrund (Fels ausgenommen) weniger Pressung aushält, als das von ihm getragene Mauerwerk.

A. Erlaubte Beanspruchung der Baumaterialien auf Druck.

Als erlaubte Maximalpressungen sind folgende Druckwerte zu nennen:

		kg/qcm
1.	für Mauerwerk aus	
	harten Quadern (pierre de tailles, free stone) . .	30—50
	Beton (béton, concrete), Mischung 1 Z., $2^1/_2$ S., $2^1/_2$ St.	30—40
	„ 1 Z., 3 S., 3 St.	20—30
	Klinkern (brique, clinker) in Zementmörtel (mortier de cément, cement-mortar) 1 Z., 3 S.	15—20
	harten Ziegeln	12
	mittelgutem Bruchstein	8
	gewöhnlichen Ziegeln in Zementmörtel	7
	„ „ „ Kalkmörtel	4—5
2.	für Pfähle aus Kiefernholz (auf Druck)	30
3.	„ „ „ Eisenbeton (auf Druck), im Beton etwa	40
	„ Eisen „	600
4.	„ „ „ Eisen allein	800—1000

Ausnahmsweise ist man bei Beton der Mischung $1 : 2^1/_2 : 2^1/_2$ (d. h. 1 Volumenteil Zement, $2^1/_2$ Volumenteile Sand und $2^1/_2$ Volumenteile Steinschlag) bis zu 45 kg/qcm und noch etwas darüber hinaus ge-

gangen. Bei Betonmauerwerk, bestehend aus behauenen Steinen, in Beton eingebettet, ist für harte Steine eine durch ungünstige Temperatur-Einflüsse bis auf 69 kg/qcm ansteigende Rand- oder Kantenpressung zugelassen (vergl. die Veröffentlichungen über den Syratal-Viadukt[1]), die dort verwendeten Mörtelmischungen und ihre Druckfestigkeit).

Die bei angenommener Beanspruchung zu erzielende größte Sicherheit läßt sich durch Ausführung von Probebelastungen ermitteln.

In einem Laboratorium belastet man hergestellte Probekörper mit langsam ansteigendem Druck, bis sie zerdrückt werden, so die Grenzfestigkeit bestimmend; vergl. VI, B 2. Die übliche Form der Probekörper, der Würfel, ist für solche Untersuchungen aber eigentlich nicht ganz geeignet, da die Metallplatten des Versuchsapparates den Probekörper oben und unten zusammenhalten. Dieser erträgt bei gutem Anliegen, als schmale Platte geprüft, daher sehr hohen Druck. Ein Würfel verträgt schon weniger und ein Probekörper, welcher in der Druckrichtung länger ist, als quer dazu, hält noch weniger. Eine derartig längliche Form des Probekörpers[2]) gibt die Verhältnisse richtiger wieder, angenähert so, wie sie am Bau vorkommen. Die Würfelform des Probekörpers kann aber sehr wohl da verwendet werden, wo die Druckfestigkeit verschiedener Materialien nur miteinander zu vergleichen ist.

B. Erlaubte Beanspruchung des Baugrundes.

Dem Baugrunde (terrain pour bâtir, building ground) darf man folgende Belastungen zumuten:

	kg/qcm
1. Feste Bodenarten:	
Gewachsener harter Fels (roche [f], rock), insbesondere ohne schräge, ein Abgleiten ermöglichende Risse .	$\geq$ 20
Trümmergestein, horizontal gelagertes Gerölle, Kies und Grand (gravier, gros sable, gravel) bis Haselnußgröße	10
Reiner Sand (sable, sand), gut abgelagert ohne Quellen	4—5
2. Weniger guter Boden:	
Sand und Ton gemischt	2—3

1) Syratal-Viadukt von Liebold. Schweiz. Bauz. 1905, S. 194.

2) Vergl. z. B. Versuche des Verfassers mit Pfeilern und Säulen. Verhandlung des Vereins zur Beförderung des Gewerbefleißes. 1887, S. 573, S. 701 und Tafel 8—12.

kg/qcm

Lehmboden ist nachgiebig. Anfangs erscheint er bei Druck fest, hernach weicht er langsam aus; vielleicht im Mittel . . . . $1^1/_2$

Lehm quillt ferner, wenn er naß wird, und schwindet stark, wenn er austrocknet. Bei tonigem Boden muß das Fundament daher bis unter Grundwasserspiegel hinabreichen.

3. Schlechter Baugrund:

Aufgeschütteter Baugrund, Humus, Moor, Torf, Darg (abgelagerte Seepflanzen) und aufgeweichter Boden $\leqq 1$

Nur untergeordnete Bauwerke darf man auf solchem Grunde errichten. Man verbessert denselben aber oftmals wesentlich durch Sandschüttung und andere Mittel, so daß er dann auch für größere Bauausführungen noch hinreichend tragfähig wird.

Die bezeichneten Bodenarten widerstehen den benannten Pressungen mit etwa dreifacher Sicherheit. Es gibt der Boden also erst erheblich nach, wenn er eine Belastung erleidet, die jene genannten Werte bis auf das Dreifache übersteigt. Über das Setzen der Bauwerke siehe V, Berechnungen A 2.

Bei beabsichtigter dreifacher Sicherheit wird dieses rechnungsmäßig festgestellte Verhältnis keineswegs immer erreicht, da bisweilen unvorhergesehene Umstände hinzutreten, welche die angreifende Kraft erhöhen oder die widerstehenden Kräfte herabmindern. Es ist daher Vorsicht geboten. Ereignet sich einmal ein Unfall an einem Ingenieurbauwerk, dann ist meistens ein Ausweichen des Untergrundes in vertikaler, häufiger aber noch in schräger Richtung die Ursache gewesen; siehe den Abschnitt über Sicherung der Bauwerke V, A 2 u. 3.

Triebsand (sable mouvant, quick-sand). Feiner Sandboden, welcher von unten nach oben von Wasser durchströmt wird, beginnt leicht zu schwimmen; er schwebt dann im Wasser und heißt Triebsand. Ein derartig zu einem weichen Brei verwandelter Boden ist für Gründungszwecke selbstredend ganz ungeeignet. Eine Umwandlung feinen Sandes in Triebsand läßt sich aber vermeiden, wenn man an einer Baugrube in feinem Sand das Wasser nicht auspumpt. Man hebt den Boden in der Folge durch das Wasser hindurch, d. h. man baggert den Boden aus und versenkt hernach durch das Wasser hindurch den Beton mit Kübeln oder Trichtern; vergl. Abb. 128, 129 und 130. Bei Aushub von Sandboden, verbunden mit Wasserschöpfen, ist also eine beständige Aufmerksamkeit geboten. Zeigt der Sand die Neigung zu treiben, zu quellen, zu fließen, dann ist die Pumparbeit einzustellen.

Abgelagerter Sand ist entgegen dem Triebsande ein guter Baugrund und dies besonders, wenn der Sand scharf, d. h. nicht rundlich, sondern eckig im Korn und ferner frei von Lehm ist. Ein solcher Sand zeigt starken Reibungswiderstand; er gleitet nicht auseinander und überträgt daher den Druck vom Fundament der Breite $a-b$ nach der Tiefe auf die breitere Schicht $c-d$.

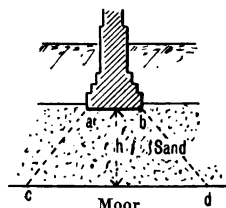


Abb. 1.

Der Baugrund ist noch als gut zu bezeichnen, wenn in einer Tiefe h unter Fundament-Unterkante minderwertiger Boden, z. B. Moorboden sich befindet. Erstens ist der Moorboden durch die Auflast dann schon ziemlich fest zusammengepreßt und weiter ist die Druckverteilung eine so weitgehende, daß die Moorschicht längs $c-d$ nur geringen Flächeneinheitsdruck erhält. Man errichtet auf solchem geschichteten Boden (Sand auf Moor), vgl. Abb. 1, wenn beträgt:

$h = 2$ m . . . . . . leichte Gebäude,
$h = 4$ m . . . . . . schwere Gebäude,
$h = 6$ m . . . . . . Monumentalbauten.

C. Beispiele für die Berechnung der Fundamente.

Beispiel 1. Das Fundament einer Speichersäule ist zu entwerfen (vgl. Abb. 2). Die zu tragende Last beträgt 210 t. Das Gewicht des hinzutretenden Mauerwerks sei hier im Beispiel vernachlässigt. Der Untergrund soll nur mit 3 kg/qcm belastet werden.

Die Säule sei aus Profileisen im Querschnitt 30 cm $\times$ 30 cm breit konstruiert.

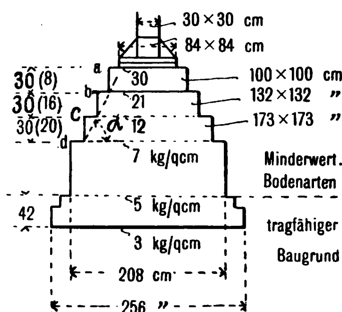


Abb. 2.

Der nächstbetroffene Bauteil, der Auflagerquader, soll nur 30 kg/qcm Druck erhalten. Seine vom Eisenfuß der Säule betroffene Fläche hat mithin zu messen

$$f = \frac{210\,000 \text{ kg}}{30 \text{ kg/qcm}} = 7000 \text{ qcm} = 84 \times 84 \text{ cm}.$$

Somit ist die Basisfläche des Säulenfußes zu 84 $\times$ 84 cm Größe gefunden. Es bestimmt also immer die erlaubte Beanspruchung des

darunter liegenden schwächeren Materiales die Basis-Abmessung des auflastenden härteren Bauteiles. So sind für Abb. 2 die Querschnittsabmessungen ermittelt. In Schichthöhe **d** bestimmt sich z. B. die Abmessung des darüber stehenden Mauerwerks (aus harten Ziegeln) aus der Tragfähigkeit des darunter befindlichen Mauerkörpers aus gewöhnlichen Ziegeln mit 7 kg/qcm zulässiger Materialbeanspruchung. Es ist:

$$f = \frac{210\,000}{7} = 30\,000 \text{ qcm} = 173 \text{ cm} \times 173 \text{ cm}.$$

Ebenso richtet sich die Sohlenbreite des Fundamentes nach der erlaubten Beanspruchung des Bodens:

$$f = \frac{210\,000}{3} = 70\,000 \text{ qcm} = 264 \text{ cm} \times 264 \text{ cm}.$$

Lies auch 264 in Abb. 2 statt 256.

Die Stärke des Quaders und die Höhe der Fundamentabsätze sind so zu wählen, daß der Winkel a (Abb. 2) nicht kleiner wird als 45—60°. Für Erdboden, welcher seitliche Spannung hat, nimmt man auch eine Druckverteilung nach dem Winkel $a = 45°$ an. Für Mauerwerk ist dieser Winkel auch ohne seitliche Verspannung zulässig. Die Regel $a = 45°$ hätte hier die in Klammern stehenden Höhenstufenwerte (8; 16 cm und 20 cm) ergeben, welche aber aus praktischen Gründen auf 30 cm erhöht worden sind.

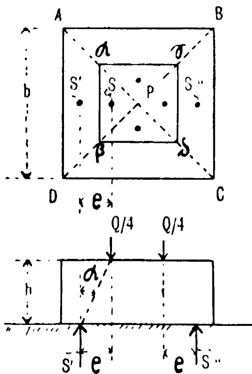


Abb. 3.

Die erforderliche Stärkenabmessung von Auflagerquadern kann man durch Rechnung angenähert wie folgt finden:

In Abbildung 3 bedeutet α, β, γ, δ den Grundriß der eisernen Fußplatte. Die Last Q, in P angreifend, verteilt sich auf die vier Dreiecke $\alpha P \beta$, $\alpha P \gamma$ usw. Jedes Dreieck erhält $^1/_4\, Q$. Es ist nun diese Last vom Schwerpunkt S des Dreiecks $\alpha P \beta$ auf den Schwerpunkt S' des Dreiecks $A\ P\ D$ des Quadergrundrisses $A\ B\ C\ D$ zu übertragen. Der Abstand von S und S', hier e genannt, ist der Zeichnung zu entnehmen. Wir haben es nun mit einem Balken auf zwei Stützen S' und S'' zu tun, der oben die beiden Lasten $^1/_4\, Q$ und $^1/_4\, Q$ trägt. Das angreifende Moment ist also

$$M = Q/4 \cdot e$$

Diesem muß das widerstehende Moment

$$M = \frac{b\,h^2}{6}\,S$$

gleich gemacht werden

$$\frac{b\,h^2}{6} \cdot S = \tfrac{1}{4}\,Q \cdot e$$

Hierin sind b und e aus der Zeichnung zu entnehmen, ferner ist Q gegeben; S entnimmt man aus Festigkeitstabellen. So gibt z. B. Häseler in seinem Werke „Der Brückenbau“ I, S. 223 an:

Zugfestigkeit S[1]			erlaubte Zugbeanspruchung
$S =$ 16 kg/qcm	für	Buntsandstein	$S =$ 8 kg/qcm
„ = 17 „	„	Dolomit	„ = 8 „
„ = 29 „	„	Granit	„ = 15 „
„ = 27 „	„	Muschelkalk	„ = 7 „

Daß hier ausnahmsweise die erlaubte Zugbeanspruchung gleich $^1/_2$ und nicht gleich $^1/_4$ der ganzen Zugfestigkeit gesetzt worden ist, wird wie folgt begründet: Die Druckfestigkeit des Materiales ist einmal um einen vielfachen Betrag größer als die Zugfestigkeit. Es ergibt daher die verwendete Formel $\frac{b\,h^2}{6}\,S$ größere Werte S als sie in Wirklichkeit vorkommen, da sie nicht die Verschiebung der neutralen Faser aus der Querschnittsmitte berücksichtigt; ferner unterstützt die in der Auflagerschicht entstehende Reibung das widerstehende Moment, so daß bei unverschieblicher Auflagerung eine Beanspruchung auf Bruch im Quader solange überhaupt nicht eintritt, wie Winkel α (Abb. 3) kleiner bleibt als der Reibungswinkel φ. Dieser mißt für gleitende Bewegung bei Mauerwerk auf Mauerwerk etwa 36°, und da die Kohäsion infolge vorhandener Mörtelschicht niemals ganz fehlt, bis zu $\varphi = 45°$. Ist die Unterlage nicht starr, sondern dehnbarer als der auflastende Quader, dann wird die untere Schicht des Quaders auch bei einem Winkel $\alpha < 36°$ auf Zug und der ganze Quader auf Bruch beansprucht. Eine Zugentlastung der unteren Fasern des Quaders tritt aber auch durch diese teilweise dehnbare Unterlage ein. Es können daher die vorn bezeichneten hohen Zugbeanspruchungen der Berechnung zugrunde gelegt werden ohne die Sicherheit zu gefährden, da diese Beanspruchungen hernach doch nicht erreicht werden.

Beispiel 2. Durch eine Betonschicht mit Eiseneinlagen soll der Druck des Mauerwerks auf eine breitere Bodenfläche verteilt werden. Die Schichtdicke des Betons fällt dann klein aus, vgl. Abb. 4 und Abb. 18, Tabelle A.

1) Hütte I, S. 330; 17. Auflage.

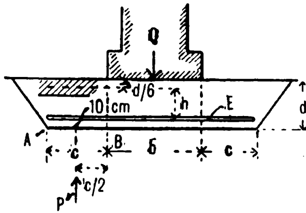


Abb. 4.

Gegeben $b = 1{,}0^m, c = 0{,}6$ m. Der Druck auf 1 lfd. m Wand sei $Q = 44^t$. Der Druck auf die Beton-Unterfläche ist dann

$$\frac{44000}{100 \cdot [2 \,.\, 60 + 100]} = 2 \text{ kg/qcm}.$$

Es beträgt daher der Druck P auf die Unterfläche des Plattenteiles A—B für 1 m in der Längsrichtung der Wand (normal zur Bildebene verstanden) $P = 100 \cdot 60 \cdot 2 = 12000$ kg. Gegeben sei ferner die Betondicke $d = 50$ cm.

Die Druckgurtung oder Druckzone ist in Abb. 4 schraffiert; ihre Mitte liegt $\frac{d}{6}$ unter der Oberfläche, hier $\frac{d}{6} = \frac{50}{6} = 8{,}3$; rund 10 cm. Die Eiseneinlage liegt 10 cm über der Sohle. Die theoretische Trägerhöhe mißt mithin $h = 50 - (10 + 10) = 30$ cm.

Es muß nun eine Gleichung bestehen zwischen dem angreifenden Momente $M = P \frac{c}{2}$ und dem widerstehenden Momente $M_1 = K \cdot h$. Hierin bedeutet K die Gurtspannung, als Zugspannung in der Eiseneinlage und als Druckspannung im Beton-Druckgurt auftretend.

$$K \cdot h = P \cdot \frac{c}{2}$$

$$K = \frac{P \cdot c}{2 \cdot h} = \frac{12000 \cdot 60}{2 \cdot 30} = 12000 \text{ kg}.$$

Es ist nun zu entscheiden, wie hoch man das Eisen beanspruchen darf. Zu beachten ist, daß ein Teil der Zugspannungen durch die Reibung am Boden aufgehoben, ein anderer Teil dagegen durch die Zugfestigkeit des Betons aufgenommen wird. Wir dürfen daher hier mit einer hohen scheinbaren Eisenbeanspruchung rechnen, die in Wirklichkeit weitaus nicht erreicht wird, und zwar mit:

$$S = 2000 \text{ kg/qcm};$$

$$F = \frac{K}{S} = \frac{12000}{2000} = 6 \text{ qcm}$$

Stabeisenquerschnitt, zu verteilen auf je 1 lfd. m Mauerlänge. Die Stabeisen, z. B. Rundeisen E liegen quer zur Längenerstreckung des Fundamentes. Es sind z. B. zu wählen 12 Stäbe zu je 8 mm Durchmesser auf je 1 lfd. m Mauerlänge.

Die Druckbeanspruchung im Beton beträgt bei $\frac{d}{6} = \frac{50}{6} = 8$ cm Stärke des Betondruckgurtes:

$$S = 2 \cdot \frac{12000}{3 \cdot 8 \cdot 100} = 10 \text{ kg/qcm}.$$

Die Zerstörung des Betons durch Druck erfolgt aber erst bei 100—180 kg/qcm.

D. Bodenuntersuchungen.[1])

1. Das Sondiereisen (vgl. Abb. 5, *S*), eine 2 bis 4 cm starke Eisenstange, unten spitz, oben mit Griff, wird in den Boden gedrückt und gedreht. Bei mehrfachem Gebrauch derselben erkennt der Handhabende bald an dem geringeren oder größeren Widerstande, ob weicher oder harter Boden vorliegt. Bei Sandboden entsteht ein Zittern der Stange und ein knirschendes Geräusch.

2. Die Aufgrabung (fouille), ausführbar bis an den Grundwasserstand, aber selten tiefer als 5 m, da die Masse des Aushubes mit der 3. Potenz und dessen Kosten mit der 4. Potenz der Tiefe wachsen.

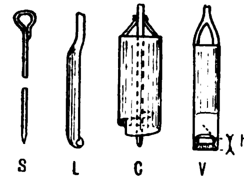


Abb. 5.

3. Bohrungen; über Wasser erfolgen sie mit Hilfe des Löffelbohrers *L* oder des offenen Zylinderbohrers *C*. Unter Wasser benutzt man den Ventilbohrer *V* (vgl. Abb. 5). In Boden mit Kohäsion, z. B. in tonhaltigem Boden, setzt sich die Erde als Kern oder Klumpen in der Wölbung des Löffels *L* fest. Dann genügt dieser. Auch arbeitet es sich mit dem Löffel in solchem Boden schneller als mit anderen Bohrern. Loser Boden fällt aus dem Löffel heraus. Bei losem Boden ist der Zylinderbohrer zu verwenden. Unter Wasser beginnt der Boden zu fließen, hier ist der Ventilbohrer zu benutzen. Man wähle die Höhenstrecke *h* des Randes bis zur Klappe tunlichst klein, sonst gelangt bei jedem Stoß zu wenig Boden durch die sich dabei hebende Klappe. Bei einem nachfolgenden Anheben des Bohrers schließt sich die Klappe, dann ist ein Teil neueingetretenen Bodens wieder im Zylinderraum gefangen.

Die Bohrer *L* und *C* werden einfach gedrückt und gedreht; sie befinden sich an einem Gestänge. Der Ventilbohrer *V* kann in sandigem Boden, an einem Drahtseil hängend, benutzt werden. Das Herausholen des gefüllten Bohrers mittels Winde ist dann bequem auszuführen. Bei Anwendung des Gestänges dagegen veranlaßt das

1) Handb. des Ingw. I, 2. Aufl., 2, VII. Kap., § 8 u. Tafel XXI. — Handb. d. Bauk. III, 1, S. 84, Abb. 208—213. — Hagen, Wasserbaukunst I, Tafel I u. II. — Becker, Der Wasserbau, Tafel I u. II.

Herausholen großen Zeitverlust, weil die einzelnen Stangen dabei nacheinander losgeschraubt und später wieder zusammengesetzt werden müssen. In tonigem Boden kann man aber das Gestänge nicht entbehren, da sich nur mit diesem ein Druck auf den Bohrer von oben ausüben läßt. Andererseits benutzt man auch den Ventilbohrer dort mit Vorteil, wo der Zylinderbohrer angewendet werden könnte, nämlich in Sandboden über Grundwasser. Dann muß man in das Bohrloch Wasser schütten, um den Sand zum Fließen zu bringen. Der Nutzen liegt darin, daß man nun das Drahtseil statt des Gestänges anwenden kann.

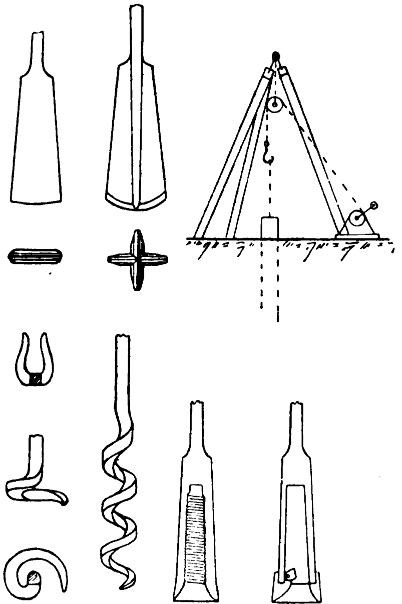


Abb 6. Bohrgerät.
Nach Hagen, Wasserbaukunst I, Tafel III.

In Boden über Grundwasser halten sich Bohrlöcher (forure) von etwa 10 cm Weite offen, ohne Anwendung von Futterrohren. Die Bodenfeuchtigkeit erzeugt eine hinreichende Kohäsion, um den Einsturz eine Zeitlang zu verhüten.

Bohrlöcher, welche erhalten bleiben sollen, sowie solche, die in das Grundwasser hinabreichen, sind mit dünnwandigen Rohren, sogenannten Futterrohren, auszukleiden. Diese werden durch Drehen und Drücken in den Boden gesenkt. Auch hilft man durch Rammen bisweilen nach, besser aber durch Schrauben, welche am Kopfe des Rohres anfassen und dasselbe abwärts ziehen. Unten im Boden sind die Schraubenenden an Eisenquerstücken (alten Eisenbahnschienen mit auflastendem Boden) befestigt.

Ferner bedarf es verschiedener Werkzeuge (vgl. Abb. 6), um in das Bohrloch gefallene Gegenstände (Gestänge, Schrauben usw.) wieder herauszuholen. Zum Anfassen und Festhalten der Rohre sind Klemmklötze mit seitlichen Griffen (Hebeln) erforderlich. Zum Aufwinden der Bohrer verwendet man Böcke mit Rolle, Seil, Haken und Winde. Zum Aufstützen des Gestängekopfes während der Zeit, wo der obere Gestängeteil abgeschraubt wird, dient die Gabel (Abb. 7, S. 21). Hierüber siehe die eingangs benannte Tafel im Handb. d. Ingw.

und Hagens Abbildungen. Es sei noch erwähnt, daß in jenen Darstellungen am Gestänge nur ein Bund angegeben ist. Das genügt nicht. Wenn die obere Stange *O* (Abb. 7) mit ihrer Schraubenmuffe *M* abgenommen ist, wird unter Bund 1 ein Haken *H* gelegt, um das Gestänge nun eine Stangenlänge zu heben. Der Raum unter Bund 1 muß also frei sein. Daher kann Bund 1 nicht auf der Gabel *G* und mit dieser auf dem Rohre *R* ruhen. Es bedarf vielmehr eines zweiten Bundes, hier mit 2 bezeichnet, um das Gestänge vorübergehend zu tragen.

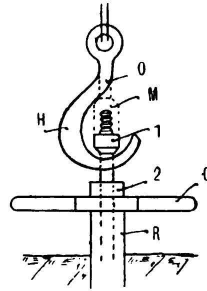


Abb. 7.

Die Bohruntersuchungen selbst werden vielfach unter Hinzuziehung eines Brunnenbohr-Unternehmers ausgeführt, bisweilen hat die Verwaltungsstelle aber auch ihr eigenes Bohrgeschirr. Die Aufgabe, welche dem Ingenieur bei diesen Bohruntersuchungen zufällt, besteht nun in der sorgfältigen Überwachung der Bohrergebnisse. Es ist beständig das geförderte Bohrprodukt zu prüfen, für gewisse vorzuschreibende Tiefenabstände ist je eine Probe des Bodens zu entnehmen und unter Angabe der Zeit und der Tiefe in die vorher numerierten Gefäße, z. B. Gläser (oben offen ohne Hals) zu tun, und zwar sofort nach Entnahme, weil sonst Verwechslungen entstehen. Für jede Änderung der Bodenart ist ferner die Tiefe zu bestimmen. Bemerkungen über die Zeit der Entnahme dienen dazu, um vor Verwechslungen zu schützen. Über das Ergebnis an jedem Bohrloch sind laufende Aufzeichnungen vorzunehmen.

4. Belastungsproben. Der Boden wird bis zu der Schicht, auf welcher gegründet werden soll, aufgegraben. Pfeiler in Holz oder Zementmörtelmauerwerk in Abmessungen von 20 × 20 cm bis 100 × 100 cm werden darauf errichtet. Jeder Pfeiler wird unter Benutzung eines Kastens, mit Erdboden als Füllung, belastet, und zwar bis zu einer Fundamentpressung von $1^1/_2$- oder 2fachem Betrage, als an Einheitsdruck nachher am Bau auftreten wird. Durch Nivellement wird bestimmt, wie stark der Pfeiler sich bei den verschiedenen Belastungsstufen setzt. Diese Messung wird nach Wochen oder Monaten Dauer der Belastung wiederholt. In einem Sonderfall sind so z. B. Pfeiler in Abmessungen von 30 × 30, 60 × 60 und 90 × 90 cm, sowie eine Wand von 30 × 270 cm Grundfläche auf meinen Vorschlag einer Belastungsprobe unterzogen.

Belastungsproben, ausgeführt mit kleinen Lasten, erachte ich für minder wertvoll, da diese nur in den oberen Bodenschichten erhebliche Pressungen erzeugen. Nach der Tiefe verteilt sich der

Druck dabei zu schnell, weit schneller als bei größeren Lasten, so daß bei Anwendung kleiner Lasten die gewonnenen Ergebnisse bisweilen nur scheinbar günstig sind. Siehe hier auch Sicherung gegen unregelmäßiges Setzen des Bauwerkes V A, 2.

5. Probepfähle werden bei Gründung auf Pfahlrost geschlagen, um aus dem Eindringen des Pfahls bei je einem der letzten Schläge des Rammbärs die Tragfähigkeit des Pfahls, d. h. die Widerstandsfähigkeit des Bodens zu bestimmen. Dies geschieht unter Benutzung der Rammformel, siehe Abschnitt IX.

II. Gründungsarten und Wahl derselben.

A. Übersicht.

Kurze Beschreibung der wichtigsten Gründungsarten.

1. **Aufgebaute Fundamente** (fondation sur le sol, direct foundation).

Der tragfähige Boden wird einfach frei gelegt, und das Fundament nun von unten nach oben aufgebaut. Das Fundament ist breit anzulegen, damit der Druck auf den Untergrund klein ausfällt; vgl. Abb. 12—18, Tabelle A, S. 32 u. 33, und Abschnitt V 2, Abb. 65.

Auch wenn der gute Boden bis Geländeoberfläche reicht, hebt man die Baugrube 1,2 bis 1,5 m tief aus, damit der Frost nicht unter das Fundament gelangen kann. Unter Mauern liegt die Frostgrenze etwa so tief. Auf freien Plätzen zwar tiefer. Frost lockert den Boden, da Eis mehr Volumen besitzt als Wasser. Bei dem Auftauen sinkt vorher gefrorener feuchter Boden daher in sich zusammen.

Das zu verwendende Steinmaterial muß dem geringeren im Fundament auftretenden Einheitsdruck mit Sicherheit widerstehen (vgl. die Berechnung Beispiel 1 S. 15). Reiner Kalkmörtel ist im Fundament wie überhaupt in dicken Mauerkörpern nicht zu benutzen, da die Luft keinen freien Zutritt hat und der Kalk nicht abbindet. Es ist sogenannter hydraulischer Mörtel zu verwenden, also Kalkmörtel mit Zementzusatz, oder besser reiner Zementmörtel, vielleicht von der Mischung 1 Volumenteil Zement und 4 Volumenteile Sand.

a) *Pfeiler mit Erdbögen,* vergl. unter B Tafel A, Abb. 13, werden bei tieferer Lage des tragfähigen Bodens verwendet.

Es gilt dabei an Mauerwerk zu sparen. Daher löst man dasselbe in Pfeilerstellungen auf. Oben sind die Pfeiler untereinander durch Gewölbe verbunden, welche unter Geländeoberfläche liegen und Erdbögen genannt werden.

b) *Umgekehrte Gewölbe* (Verkehrtes Gewölbe), vgl. Tafel A, Abb. 19, dienen zur Verteilung des Pfeilerdruckes auf eine zusammenhängende Fundamentfläche; sie werden dort angewendet, wo auch in der Tiefe der Untergrund noch nicht so gut ist, als daß die Auflösung des Fundaments in einzelne Pfeiler angängig wäre.

c) *Verteilungsplatte aus Beton*, vgl. Tafel A, Abb. 18, verwendbar, wo das Rohmaterial zur Herstellung eines gegen Bruch hinreichend widerstandsfähigen Betons billig zu beziehen ist, und wo der Untergrund die Anwendung eines breiten Fundamentes erheischt.

d) *Beton mit Eiseneinlagen*[1]) (Eisenbetonrost) dient zur Herstellung einer bruchfesten, breiten Fundamentplatte. Die Verwendung der Eiseneinlage führt zu einer geringeren Betonstärke und daher zu Kostenersparnis bei Gewährung voller Sicherheit (vgl. Tabelle A, Abb. 18 und die Berechnung, Beisp. 2 S. 17).

e) *Beton mit Holzeinlagen* (Holzbetonrost).

Holzeinlagen als Ersatz für Eisen sind verwendet bei dem Fundament der Schleuse bei Brunsbüttel am Kaiser-Wilhelm-Kanal.

f) *Holzschwellrost*, Tabelle B, Abb. 22, dient auch zur Verbreiterung des Fundamentes. Derselbe setzt das Vorhandensein von Grundwasser voraus; er ist neuerdings seltener benutzt, da eine Betonschicht bei Verwendung von Eiseneinlagen ein weniger nachgiebiges Fundament liefert.

g) *Bohlenrost,* selten verwendet, wird aus zwei sich rechtwinklig kreuzenden Bohlenlagen gebildet.

h) Auch die mit Hilfe der *Taucherglocke* (Tabelle C) ausgeführten Gründungen sind zu den aufgebauten Fundamenten zu rechnen.

i) *Sandschüttung*, in Lagen von 30 cm Stärke in die Fundamentgrube eingebracht und mit Wasser eingeschlämmt, verwendet man auf einem Untergrund, der eine Belastung von 2 kg/qcm nicht verträgt; vgl. Abb. 15, Tabelle A. Das Steinfundament legt man auf der Sandschicht so breit an, daß die Sandschüttung nur 2 kg/qcm Druck erhält. Diese wählt man so breit, daß der durch sie noch

---

1) Weitere Beispiele zu d) und e) siehe Band II: Berechnung der Schleusenböden I, E, 2b.

weiter verteilte Druck den Boden nur noch mit etwa 1 kg/qcm beansprucht. Die Druckverteilung im Sande erfolgt seitlich im Verhältnis von $h:\frac{h}{2}$, worin h die Schichtdicke des Sandes und $\frac{h}{2}$ die Basis der schrägen Verteilungslinie bedeutet. Es ergibt sich mithin eine wirksame Breite des Sandfundamentes

$$B = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = b + h,$$

wenn die Breite des Steinfundamentes b beträgt.

2. Eingesenkte Fundamente.

Bei tieferer Lage des Baugrundes würde die Abräumung der oberen minderwertigen Bodenschichten oder das Auspumpen des Wassers oftmals zu hohe Kosten veranlassen oder ganz untunlich sein. In solchen Fällen gelangen die eingesenkten und eingetriebenen Fundamente zur Anwendung.

a) *Die Senkkastengründung* (encaissement, fondation sur des coffres; stone coffins) kommt in Frage, wenn sich zwar der minderwertige Boden beseitigen läßt, das Ausschöpfen des Wassers aber untunlich ist. Der Senkkasten, Abb. 27, Tabelle C, wird heute selten benutzt, da inzwischen die Vorkehrungen zum Schütten von Beton unter Wasser gegen früher besser ausgebildet worden sind.

b) *Die Brunnen* (puits, wells).

Im Abschnitt IV besonders behandelt.

α) Die Gründung mit offenen Brunnen verwendet man dort, wo die Rammung von Pfählen untunlich ist. Sei es, daß Grundwasser fehlt und daher Holz nicht gebraucht werden darf, sei es, daß die mit viel Geräusch verbundene Rammung vermieden werden soll oder daß die Gründung mit Brunnen wegen der Kleinheit des Baues und der Geringfügigkeit benötigter Tiefe sich billiger stellt als eine Rammung.

Für Zwecke des Hochbaues verwendet man für Brunnen meist den hölzernen Mantel, vgl. Tabelle A, Abb. 17 rechts; derselbe bietet bei Brunnen von kleinem äußeren Durchmesser im Inneren einen freieren Arbeitsraum als der dickwandige, gemauerte Brunnen. Aber auch Brunnen mit einem Mantel aus Zementrohren (Tabelle A, Abb. 16) sind hier am Platze; dieselben sind schwerer und sinken daher leichter als der Holzmantel. Eine Senkung durch Rammung verträgt der Zementrohrbrunnen aber nicht gut. Jeder Brunnen wird nach erfolgter Senkung ausgemauert oder ausbetoniert.

β) Geschlossene Brunnen mit Druckluftgründung (fondation à l'air comprimé, compressed air foundation) sind bei großer Tiefe des tragfähigen Bodens oder bei Boden, vermischt mit Steinen und Holz anzuwenden; siehe Tabelle C, Abb. 30. Dieselben sind im Abschnitt IV, B, besonders behandelt.

3. Eingetriebene Fundamente.

a) Die Gründung mit *Rammpfählen aus Holz* empfiehlt sich überall dort, wo der gute Baugrund erst in einer Tiefe von 4—16 m unter Geländeoberfläche ansteht, und wo die Pfahlköpfe andauernd naß bleiben, so daß sie nicht faulen. Für geringere Tiefen ist häufig die Verwendung von Beton zwischen Spundwänden oder die Brunnengründung billiger. Auch ist zu beachten, daß sich die Rammung bei kiesigem Untergrunde nur schwer oder überhaupt nicht ausführen läßt. Das Holz splittert dabei leicht an Fuß und Kopf.

b) *Pfähle aus Eisenbeton* sind teurer als Pfähle aus Holz; sie sind neuerdings dort benutzt, wo der tragfähige Boden sich erst in größerer Tiefe befindet, Holz aber wegen Fehlens des Wassers nicht zugelassen werden kann. Beispiel: Gründung des neuen Hauptbahnhofsgebäudes in Hamburg. Siehe Abb. 166 im Abschnitt IX, Rammungen.

c) *Pfähle aus Beton* werden neuerdings auch in anderer Weise hergestellt, indem ein zuvor im Boden gerammtes Loch nachträglich mit Beton gefüllt wird; vergl. Abschnitt IX, Rammungen.

d) *Pfähle aus Sand* sind älter. Das mittels eines Rammpfahles, welcher wieder herausgezogen ist, hergestellte Loch wird mit Sandboden gefüllt. Dieser wird in Lagen gestampft. Der Boden läßt sich über Grundwasser auf diese Weise verdichten und verbessern.

e) *Schraubenpfähle aus Eisen*[1]), früher häufiger verwendet und zwar dort, wo eine Gründung auf Pfählen gewählt werden mußte, Holz aber nicht zu verwenden war; sei es, daß Holz dort dem Angriff des Bohrwurms ausgesetzt gewesen wäre, oder, teilweise über Wasser reichend, faulen würde, oder aber daß ein Rammen an der Arbeitsstelle Schwierigkeiten bereitet hätte.

Heute wird in den erstgenannten Fällen der Rammpfahl aus Eisenbeton benutzt, so daß nur noch dort, wo ein Rammen untunlich ist, der Schraubenpfahl in Frage kommt. Das Eintreiben des letzteren

---

1) Schrauben- und Scheibenpfähle siehe Handb. d. Ingw., Grundbau, Tfl. 22 und Handb. d. Bauk. III, 1: Der Grundbau S. 146—154; desgl. Ergänzungsheft z. Grundbau S. 61—64.

erfolgt durch Drehen des eisernen Hohlpfahles um die Längsachse. Eine an seinem Fuß angebrachte Schraube dringt dabei in den Boden ein. Die Schraube, aus Blech hergestellt, zeigt 1—$1^1/_2$ Windungen bei 1—1,5 m Durchmesser und $^1/_8$—$^1/_4$ Gangsteigung; diese nahe dem Schraubenumfang gemessen. Die Pfähle sind unten offen, der eindringende Boden wird mit einem Druckwasserstrahl herausgespült oder gebohrt.

f) Auch *Holzpfähle* hat man vereinzelt mit einem Schraubenschuh versehen und in ähnlicher Weise gesenkt. Dies Verfahren ist sehr selten benutzt.

g) *Scheibenpfähle* werden in Sandboden verwendet, welcher so beweglich ist, daß der Pfahl unter der spülenden Wirkung eines eingespritzten Druckwasserstrahles einsinkt. Den Pfahlfuß bildet eine außen am Pfahl befestigte, diesen umgebende runde Scheibe, als Ersatz der unter e) bezeichneten Schraube. Auf jene Scheibe stützt sich der Pfahl nach vollendeter Absenkung.

4. Gefriergründung[1]) (Verfahren Poetsch).

Das Gefrierverfahren wird zum Abteufen von Bergwerkschächten in ausgedehnter Weise von der Firma Haniel & Lueg, Maschinenbauanstalt in Düsseldorf, verwendet.

Der wasserhaltige, zuvor schwimmende Boden wird durch Entziehung der Wärme zum Gefrieren gebracht. Mit Hacke und Grabarbeit läßt sich dann in diesem gefrorenen Boden ein Schacht bis zu festen tragfähigen Schichten ausheben. Hinterdrein erfolgt die Ausmauerung. Diese Bauweise ist zumal im Bergbau verwendet. Die Entziehung der Wärme findet durch eingetriebene Rohre statt, welche im Kreise um die Baustelle herum niedergebracht sind und in welchen Chlorkaliumlauge sich bewegt, deren Gefrierpunkt 40° C. unter Null liegt.

5. Sicherung der Fundamente gegen Unterspülung.

In bewegtem, und zwar weniger in nur wellenbewegtem als in strömendem Wasser, ist ein Schutz des Fundamentes gegen Unterspülung anzubringen. Derselbe besteht in Spundwänden, welche das Fundament umschließen, oder in Steinschüttungen oder in der Anbringung beider Schutzmittel. Die Spundwand muß $1^1/_2$ bis 3 m

1) Handb. d. Bauk. III, 1: Der Grundbau von Brennecke, S. 307—320 u. 16 Abb.; desgl. Ergänzungsheft z. Grundbau S. 101—104.

tiefer hinabreichen als die tiefste mögliche Kolkbildung am Bauwerk reicht. Durch Steinschüttung wird die Kolkbildung verhindert oder wenigstens doch sehr erschwert. Die Schüttung hat sich am Kopf des Pfeilers stromauf und seitlich bis auf weitere Entfernung als hinten am Strompfeiler zu erstrecken. Versuche von Engels[1]) zeigten das deutlich. Schlägt doch auch der Sturm an einer hohen, dem Winde Widerstand bietenden Mauer bis unten hinab, während sich die Luft hinter der Wand in verhältnismäßiger Ruhe befindet.

B. Wahl der Gründungsart.

Drei Übersichtstabellen A, B und C.

Für die Wahl der Gründungsart ist von besonderer Bedeutung, ob die Baugrube am Wasser, z. B. an einem Flußufer oder mitten im offenen Wasser liegt, und ob bei der Aufgrabung sich Grundwasser zeigt oder nicht. Der einfachste Fall ist naturgemäß derjenige, bei welchem der tragfähige Boden nahe unter Geländeoberfläche liegt, und das Wasser entweder ganz fehlt oder so tief im Untergrunde steht, daß die Baugrube trocken bleibt.

1. Kein Wasser vorhanden,

d. h. kein Wasser über dem tragfähigen Boden, so daß man mit Wasser nichts zu schaffen hat.

Holz darf bei fehlendem Wasser in Fundamenten nicht verwendet werden, wenigstens nicht für Bauten, welche von dauerndem Bestande sein sollen, da Holz über Grundwasser im Boden sehr schnell fault.

Betonpfähle verwendet man in diesem Falle neuerdings bei tiefer Lage des tragfähigen Baugrundes (siehe Abschnitt IX, Rammungen, Abb. 166).

2. Wasser vorhanden, aber auszuschöpfen.

a) *Aufgebaute Fundamente* nach Abdämmung und Ausschöpfen des Wassers.

Das Grundwasser oder offene Wasser reicht mit seinem Spiegel höher als der tragfähige Boden, auf welchem gebaut werden soll, d. h. also höher als Fundamentunterkante. Man versucht nun zu-

---

1) Schutz von Strompfeiler-Fundamenten gegen Unterspülung, Zeitschr. f. Bauw. 1894.



Abb. 8. Bau der Fuhsebrücke bei Peine.
Eigene Aufnahme 1898.

nächst das Wasser auszuschöpfen. Ist seitlich offenes Wasser vorhanden, dann baut man zuvor eine Schutzwehr gegen das Wasser, z. B. einen Erddamm, der außen gegen Strömung und Wellenschlag vielleicht durch Bretter oder Sandsäcke geschützt ist, oder man schlägt eine Spundwand. — Abb. 8 und 9 zeigen die Gründungsarbeiten für eine kleine Gurtträgerbrücke. Der Boden des Aushubes aus der Baugrube ist zur Abdämmung gegen den Fuhselauf benutzt. Vorgeheftete Bretter schützen den Boden gegen Ausspülung. Abb. 9 zeigt einen Blick in die Baugrube. Der Aushub in verhältnismäßig dichtem torfhaltigem Boden erfolgte zunächst bis zur Flußsohle ohne Aussteifung der Grube. Auf der Sohle der Grube sind Zementrohre von 1 m innerem Durchmesser nebeneinander gesetzt und durch Ausheben des Bodens im Inneren der Rohre gesenkt (Brunnengründung). Je zwei Rohrstücke stehen aufeinander und reichen zusammen 1,5 m unter Flußsohle hinab. Das zudringende Wasser wurde aus den Zementrohren mittels Baupumpe und durch Ausschöpfen mit Eimern entfernt.



Abb. 9. Desgl., Blick in die Baugrube.
Eigene Aufnahme.

Abb. 10 zeigt eine Schleusenbaugrube, welche durch Spundwände eingefaßt ist. Auf der rechten Seite werden noch Spundbohlen gerammt; mehrere Bohlen sind



Abb. 10. Gründungsarbeiten an einer Sparschleuse mit Seitenbecken bei Gleesen (Dortmund-Emskanal).
Aufnahme der Bauverwaltung.

jeweils zugleich angesetzt. Links arbeitet ein Greifbagger, welcher Boden aus der Baugrube hebt und, herumschwenkend, denselben links seitwärts fallen läßt. Der Greifkübel ist links hinter dem fahrbaren Greifbagger zu erkennen. Das Eisengitterwerk rechts von dem Bagger ist eine umgelegte Ramme.

Vielfach läßt der Andrang des Wassers eine unmittelbare Herstellung der Mauer auf der Sohle der leer gepumpten Baugrube nicht zu. Man pflegt dann wohl zur Dichtung der Quellen zunächst eine Lage Beton einzustampfen. Dabei wird das von unten oder seitlich nachdringende Wasser mittels Rohren oder Sickergräben unter dem Beton zum Pumpensumpf abgeleitet. Es darf das Wasser den Beton nicht durchströmen, da dasselbe sonst den Zement aus der Betonmischung auswäscht. Während der Erhärtungszeit des Betons beläßt man Wasser in der Baugrube. Nachher, wenn das Mauerwerk herzustellen ist, pumpt man das Wasser aus.

b) *Pfahlrostgründung* bei geringer Senkung des Wassers in der Baugrube.

Eine Pfahlrostgründung (fondation sur pieux, piling-foundation) oder eine Gründung mit Beton auf Pfählen ist anzuwenden, wenn sich der tragfähige Boden erst in größerer Tiefe befindet. Aufgraben und Wasserschöpfen würden in diesem Fall zu hohe Kosten veranlassen. Während der Rammarbeit senkt man auf kleinen Baustellen den Wasserstand nicht. Die Pfähle werden länger angeliefert und von Rammgerüsten aus geschlagen, welche höher liegen als der zur Bauzeit gewöhnlich eintretende Wasserstand (vgl. Abb. 32—34). Nachher sägt man die Pfähle unter Wasser ab. In großen Baugruben pflegt man den Wasserstand so zu senken, daß die Rammen unten in der Baugrube, etwa in Höhe des gewöhnlichen oder gesenkten Grundwassers arbeiten können. Es fallen dann die immerhin kostspieligen Rammgerüste und die Verluste an Pfahlholz fort; (vgl. Abb. 11).

Schleusenbaugrube bei Bremerhaven. Links gegen die See hin ist die Baugrube durch hohe Dämme und durch einen Fangedamm abgeschlossen. Die Schwebebahn dient zum Transport der Baumaterialien (vgl. Rudloff: Die Bremerhavener Hafen- und Dockanlagen) [1]).

Bei Anlieferung der Pfähle muß deren erforderliche Länge bekannt sein. Das setzt vorher vorzunehmende Bodenuntersuchungen

1) Zeitschr. für Architektur u. Ingenieurw., Hannover 1900, S. 670, und 1902, S. 129, 271, 479, 607 und Inhaltsverzeichnis S. 634.



Abb. 11. Schleusen- und Hafenbaugrube zu Bremerhaven.
Aufnahme der Bauleiter.

Drei Übersichtstabellen der Gründungsarten.

Tabellen A, B und C nach Wasserverhältnissen geordnet. Spalten I, II und III nach Bodenarten geordnet.

Tabelle A: Kein Wasser.

I Boden in der Oberfläche oder mäßiger Tiefe fest.	II Boden in großer aber erreichbarer Tiefe fest.	III Boden in erreichbarer Tiefe nicht fest.
Aufgebaute Fundamente. Gewöhnliches Mauerwerk, Fundament etwas verbreitert. Abb. 12.	*α*) Aufgrabung ist tunlich; aufgebaute Fundamente. 1. Gewöhnliches Mauerwerk wie I. 2. Pfeiler mit Erdbögen. Abb. 13.	*α*) Verbreiterung des Fundamentes; aufgebaute Fundamente. 1. Verbreitertes Mauerwerk. Abb. 14. 2. Sandschüttung. Abb. 15.

Bemerkung zu Tabelle A.

Holz nur in Ausnahmefällen, z. B. bei provisorischen Bauten, im übrigen im Boden über Wasser nicht verwendbar, da das Holz dort fault.

Buche ungeschützt, verfault nahe der Bodenoberfläche in 1 bis 2 Jahren.

Kiefer und Eiche halten ungeschützt etwa gut 5 Jahre.

Schutzmittel: Karbolineum, Teer, Ölfarbe, Imprägnieren, Beton-Umkleidung.

β) Aufgrabung nicht tunlich; eingesenkte Fundamente, z. B. beweglicher Sand, Gebäude in der Nähe.

1. Senkbrunnen
mit Zementrohren,

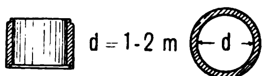


Abb. 16.

mit Steinmantel,
mit Holzmantel.

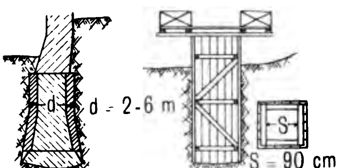


Abb. 17.

2. Pfähle aus Eisenbeton.
3. Pfähle aus Eisen (teuer).

3. Breite Betonschicht, event. mit Eiseneinlage.

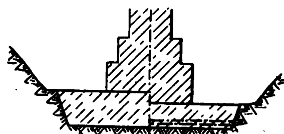


Abb. 18.

4. Verkehrtes Gewölbe.

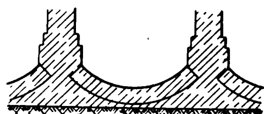


Abb. 19.

5. Verteilung durch Pfähle a. Eisen.
6. Verteilung durch Senkbrunnen.

β) Verdichtung des Bodens durch eingetriebene Fundamente.

1. Sandschüttung.
2. Pfähle aus Eisen.
3. Senkbrunnen.
4. Rammung von Löchern und Füllung derselben mit Sparbeton.

Tabelle B: Wasser auszuschöpfen.

I Boden in der Oberfläche oder mäßiger Tiefe fest.	II Boden in großer aber erreichbarer Tiefe fest.	III Boden in erreichbarer Tiefe nicht fest.
Aufgebaute Fundamente. 1. Gewöhnliches Mauerwerk wie A I. 2. Schwache Betonlage zur Dichtung der Quellen. Abb. 20. 3. Sohlstücke. Bemerkung zu B. Bei offenem Wasser Abdämmung, Fundamente gegen Unterspülung zu schützen. Holz unter N. W. zu verwenden.	α) Aufgrabungen tunlich; aufgebaute Fundamente. 1. Gewöhnliches Mauerwerk wie A I. 2. Pfeiler mit Erdbögen, A II α 2. 3. Schwache Betonlage zur Dichtung der Quellen, wie B I. 2. β) Aufgrabung nicht tunlich; eingetriebene Fundamente. 1. Pfahlrost Abb. 21. NW Abb. 21. 2. Senkbrunnen aus Stein, Holz, Eisen wie A II β 1. 3. Pfähle aus Eisenbeton oder Eisen, A II β 2 u. 3 (Eisen teuer).	α) Verbreiterung der Fundamente; aufgebaute Fundamente. 1. Verbreitertes Mauerwerk, A III α 1. 2. Breite Betonschüttung, A III α 3. 3. Verkehrtes Gewölbe, A III α 4. 4. Schwellrost (veraltet), Abb. 22. NW Abb. 22. β) Verdichtung des Bodens durch eingetriebene Fundamente. 1. Pfahlrost wie B II β 1. 2. Pfähle aus Eisen, A III β 2 u. 3. 3. Senkbrunnen v. Stein, Holz, A II β 1. 4. Sandschüttung, A III α 2.

voraus. Bei kleinen Bauten kann deshalb die Brunnengründung sich billiger gestalten als die Gründung mit Pfählen, da man für kleine Bauten nicht gern kostspielige und zeitraubende Proberammungen und Bodenuntersuchungen ausführen wird. Auch ist die Herbeischaffung und erste Aufstellung der Ramme mit einigen Unkosten verbunden. Die Rammung kann sich daher bei kleinen Bauten unbequemer gestalten und kostspieliger ausfallen als die Absenkung von kleinen Brunnen. Bei größeren Bauten gibt man oft der Gründung auf Pfählen den Vorzug.

C. Wasser vorhanden, aber nicht auszuschöpfen

(vgl. Tabelle C).

Das unmittelbare Ausschöpfen (épuisement, discharging of water) des Wassers oder das Ausschöpfen überhaupt können beide in drei Fällen untunlich sein. Einmal verbietet sich das zu starke Pumpen bei einem Boden, bestehend aus feinem Sande, der sich schon bei mäßiger Senkung des Wasserstandes innerhalb der Baugrube in Triebsand verwandelt, weiter bei starkem Wasserzufluß in sehr durchlässigem Boden, weil die Kosten der Pumparbeit dann zu groß ausfallen, und drittens bei zu großer Tiefe der Baugrube, weil dann der seitliche Druck (Erd- und Wasserdruck) als zu groß und die Aussteifung der Baugrube als zu kostspielig sich erweisen möchte.

Weiter kann sich das Auspumpen der Baugrube verbieten, wenn sich keine seitlichen Umschließungen derselben anbringen lassen, z. B. keine Spundwände. In kiesigem Boden lassen sich Spundwände überhaupt nicht rammen, oder sie werden wenigstens nicht dicht. In diesem Falle baut man bisweilen das Fundament in einen schwimmenden Kasten hinein, der sich mit zunehmender Belastung senkt; siehe hier unter 3 die Senkkasten-Gründung.

1. Betonschüttung unter Wasser.

Das Ausschöpfen des Wassers aus der Baugrube ist unter Umständen nur möglich, wenn vorher eine starke Betonschicht eingebracht worden ist. Der Beton wird mit Kübeln oder Trichtern (trémie, entonnoir) durch das Wasser hindurch geführt, vgl. den Abschnitt VI, D 2. Nach Erhärtung des Betons kann die Baugrube leer gepumpt werden. Die Verhältnisse sind nun auf Fall B zurückgeführt (vgl. Tabelle C, Abb. 23 und B, Abb. 20). Es sei bemerkt, daß in Skizze 23 die Spundwände zu kurz gezeichnet sind.

Tabelle C: Wasser nicht auszuschöpfen.

I Boden in der Oberfläche oder mäßiger Tiefe fest.	II Boden in großer, aber erreichbarer Tiefe fest.	III Boden in erreichbarer Tiefe nicht fest.
Aufgebaute Fundamente. 1. Betonierung unter Wasser. Abb. 23. 2. Quaderversenkung (Seebau, bei großer Tiefe). Abb. 24.	*α*) Baggerung bis auf festen Boden; eingesenkte und aufgebaute Fundamente. 1. Betonierung, C I 1. 2. Quaderversenkung, C I 2. 3. Steinschüttung, C I 3 u. 4. 4. Senkkasten, C I 5. 5. Taucherglocke Abb. 29. *β*) Baggerung nicht zweckmäßig; eingetriebene Fundamente. 1. Pfähle aus Holz, darüber Beton. Abb. 25.	*α*) Verbreiterung d. Fundamente; aufgebaute Fundamente. 1. Breite Betonlage, A III *α* 3. 2. „ Steinschüttung, C I 9. 3. Pfähle, C II *β* 1. 4. Senkbrunnen, C II *β* 5. *β*) Verdichtung des Bodens durch eingetriebene Fundamente. 1. Sandschüttung in weichem Boden, Moor usw., worin dann erst gerammt, event. anders fundiert wird, A III *α* 2. 2. Pfähle aus Holz, darüber Beton, C II *β* 1. 3. Pfähle aus Eisenbeton oder Eisen, A III *β* 2 u. 3. 4. Senkbrunnen aus Stein, Holz oder Eisen, C II *β* 5.

3. Steinschüttung.

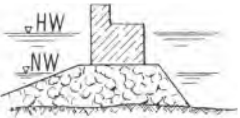
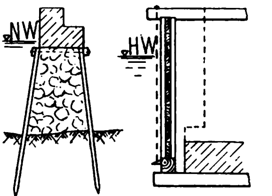


Abb. 26.

4. Desgl. zwischen Pfählen, Abb. 27 a.

5. Senkkasten, Abb. 27 b.



a Abb. 27. b

6. Luftdruckgründung, Betonierung oder Mauerung unter einer Taucherglocke, siehe rechts oben, Abb. 29.

2. Senkkasten auf Pfählen (selten).

3. Hoher Pfahlrost (veraltet).

4. Pfähle aus Eisenbeton oder Eisen, A III β 2 u. 3.

5. Offener Senkbrunnen von Stein, Holz, Eisen.

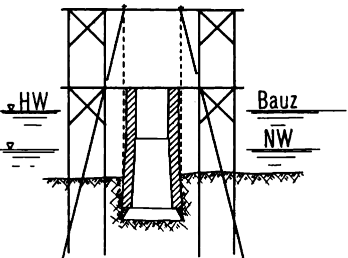


Abb. 28.

6. Geschlossener Brunnen mit Luftdruckgründung, siehe rechts, Abb. 30.

Abbildungen zu Spalte I 6 u. II 6.

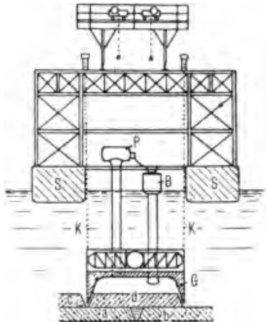


Abb. 29 zu Spalte I u. II.

Druckluftgründungen.

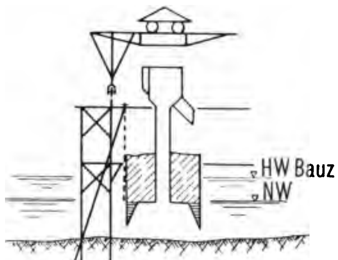


Abb. 30.

2. Beton auf Pfählen.

Unter der Betonschicht ordnet man noch Rammpfähle an, wenn eine Auskolkung der Flußsohle unter Beton-Unterfläche möglich ist, oder wenn der Baugrund erst in größerer Tiefe ganz fest wird; vgl. Tabelle C, Abb. 25. Beispiel: Strompfeiler der Elbbrücke bei Hamburg.

3. Gründung mit Senkkasten [1])
(encaissement, foundation on sunken stone coffins)

bezeichnet man die schon vorn erwähnte Bauweise, bei welcher in schwimmenden Kästen gemauert wird, welche sich mit zunehmender Belastung auf die Sohle hinabsenken (vgl. Tabelle C, Abb. 27 b).

4. Quaderversenkung

unter Wasser verwendet man an offener See z. B. zur Herstellung von Molen, und zwar auf felsigem Untergrunde, Tabelle C, Abb. 24. Beispiel: Mole bei Dover (Hagen III, Tafel 34).

5. Steinschüttung (enrochement, stone packing)

bis Niedrigwasser und darauf Mauerwerk, benutzt bei Sanduntergrund (Tafel C, Abb. 26).

6. Steinschüttung zwischen Pfählen (Tafel C, Abb. 27 a)

benutzt man als Unterbau, wenn das Steinmaterial teuer ist und wo der Bohrwurm nicht auftritt; z. B. Mole am Hafen zu Pillau (vgl. Hagen III, Tafel 33).

7. Die Gründung auf Brunnen (puits, well)

verwendet man auch in offenem Wasser. Man unterscheidet den offenen Brunnen, Abb. 28, und den geschlossenen Brunnen mit Druckluftgründung, Abb. 30. Der offene Brunnen ist nur dort anwendbar, wo sich mit dem Vertikalbagger der Boden im Brunnen auch seitlich unter dem Brunnenkranz mit Sicherheit entfernen läßt. Andernfalls setzt sich der Brunnen fest. Wo größere Tiefen erreicht werden sollen und wo alte Baumstämme oder Steine im Boden sich finden, ist die Druckluft-Gründung anzuwenden. Nachdem der Brunnen bis auf die Flußsohle gesenkt ist, wird oben Luft

---

1) Handbuch d. Bauk., III. Abt., 1. Heft: „Der Grundbau" von L. Brennecke, S. 154—158. — M. Struckel, Der Grundbau, S. 77—79, Senkkasten-Gründung.



Abb. 31. Taucherglocke für Tsingtau (China).

Erbaut für das deutsche Reichsmarineamt von der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft.

unter Druck zugeführt. Der Arbeitsraum, Luftkasten, Caisson (caisson, bell) unter dem Brunnen füllt sich mit Luft. Die Leute, welche oben durch die Luftschleuse einsteigen, graben unten den Boden weg, der seinerseits auch mittels Luftschleuse zutage befördert wird. Es läßt sich im Grenzfalle etwa ein Luftdruck von $3\,^1/_2$ Atm. Überdruck, wie er sich in 35 m Wassertiefe findet, ertragen.

8. Gründung mittels Taucherglocke [1]) (cloche à plongeur, diving bell)

vgl. Tabelle C, Abb. 29. Die Betonkörper *a*, *b*, *c*, *d* werden jeweils für sich unter der unten offenen Taucherglocke im Luftraum *R* derselben nacheinander hergestellt, wobei die Glocke von Ort zu Ort versetzt wird. Die Darstellung zeigt, wie zurzeit der Betonkörper *d* gestampft wird. Das Betonmaterial rutscht von oben her in geschlossenen, mit Luftschleuse versehenen Luftschächten (Rohren) hinab. Die zwischen den einzelnen Körpern verbleibenden Schlitze werden bei Aufbringung der folgenden höheren Schichtlage mit Beton gefüllt. *S* sind tragende Schiffsgefäße, *K* Ketten, an welchen die Luftglocke *G* hängt. Bis zu 16 oder 20 m Tiefe läßt sich unter Wasserspiegel mit diesen Glocken arbeiten. *P* ist die Personenschleuse und *B* die Betonschleuse.

In Band II, 4. Abschnitt: „Dockbauten“ zeigt Abb. 275 eine Taucherglocke, die bei Gründung der neuen Trockendocks der kaiserlichen Werft in Kiel benutzt ist, nebst den zum Herstellen und Einbringen des Betons verwendeten baulichen Anlagen.

Abb. 31, S. 39, zeigt eine Taucherglocke, welche für Hafenbauten des kaiserlich deutschen Schutzgebietes in China benutzt wird. Die Glocke ist gehoben, sie befindet sich in der Mitte zwischen den beiden das Ganze tragenden Schiffsgefäßen, und ragt mit ihrer Decke über diese empor. Die Rohrschächte, welche oben Luftschleusen tragen, zeigen durch ihre Länge, wie tief sich die Taucherglocke senken läßt, nämlich so tief, daß die Bühne der Luftschleusen noch eben über Wasser bleibt. Ausleger mit Kübeln bedienen die Materialschleusen für Bodenaushub oder Einführung von Baumaterial. In der Mitte befindet sich eine geräumige Personenschleuse.

---

1) Vgl. hier den besonderen Abschnitt: Taucherarbeiten IV, C. — Handbuch d. Bauk., III. Abt., Heft 1: „Ergänzungen zum Grundbau“ von L. Brennecke, S. 84—96.

III. Arbeitsvorgang bei einer Gründung

(dargestellt an einem Beispiel: „Ufermauer am Rheinstrom bei Köln").

1. Vertiefung der Sohle durch Baggerung.

Als Beispiel ist hier die Gründung einer Hafenufermauer bei Köln a. Rh. gewählt. Die Hafenanlage selbst ist im Abschnitt



Abb. 32. Bau der Ufermauer bei Köln am Rhein.
Eigene Aufnahme.

Häfen, Band II, besprochen. Die Ausführung erfolgte von der Firma Philipp Holzmann & Co. in Frankfurt a. M.

Zwischen der Südstadt und dem Rheinstrom lag ein altes Festungsgelände, welches nun als Hafen ausgebaut ist. Die neue Ufermauer wurde eine Strecke vom Lande entfernt im Rheinstrom erbaut. Dafür ist der Strom durch Abgrabung und Baggerung an dem anderen, dem rechten Ufer entsprechend verbreitert. Abb. 32 zeigt den Bagger, welcher für die Ufermauer den Boden erst auf die erforderliche Tiefe ausgehoben hat, wodurch auch das Rammen der Spundwände erleichtert worden ist. Eimerkette und Eimer sind schon vom Bagger entfernt.

2. Herstellung des Gerüstes.

Zu beiden Seiten der ausgebaggerten Rinne sind mittels einer leichten, auf schwimmenden Prähmen stehenden Ramme Gerüstpfähle geschlagen, und zwar je drei in einer Reihe landseits und drei stromseits der Baugrube. Abb. 33 zeigt den weiteren Bau des Rammgerüstes. Zu beiden Seiten der Pfähle werden Zangen angebracht, die eingelassen und verbolzt sind. Die Zimmerleute stehen auf schwimmenden Hölzern. Im Hintergrunde sieht man den unteren Teil



Abb. 33. Desgl., Herstellung des Rammgerüstes.
Eigene Aufnahme.

eines Elevatorgerüstes. Dort wird Baggergut (Kies) mit Prähmen angefahren. Die Eimerleiter taucht in den Prahm, das Material wird gehoben und oben in einer langen Rinne unter Wasserzusatz fortgespült. Es fällt in den Raum zwischen der zukünftigen Ufermauer und dem Lande, diesen ausfüllend.

3. Das Rammen der Spundwand.

Abb. 34 läßt erkennen, wie zwecks Geradführung der Spundwand die nachstehend beschriebenen Führungsbohlen, mit einem Schlitz oder Spalt versehen, geschlagen werden. Die Ramme steht

auf einem Wagenunterbau, der sich links und rechts der Baugrube auf Schienen bewegt. Zum Tragen der Schienen dienen hier quergelegte Rundhölzer, die wieder auf Langhölzern ruhen. Letztere lagern auf den Querzangen (vgl. Abb. 33). Die Schlitze der Führungsbohlen reichen etwa 2 m unter Wasser; sie nehmen je einen eisernen, im Schlitz abwärts verschiebbaren Bolzen auf, der die rechts und links von jeder Führungsbohle angebrachten langlaufenden Gurthölzer mit der Führungsbohle vereinigt. Die Zusammensetzung



Abb. 34. Desgl., Rammung der Führungsbohlen.
Eigene Aufnahme.

dieser Hölzer erfolgt über Wasser, worauf sie dann mit Stangen bis 2 m tief unter Wasser gedrückt werden. Die Bolzen gleiten dabei in den Schlitzen abwärts, und darauf werden diese durch Holzstücke gedichtet. So erhalten die Spundbohlen außer einer Führung über Wasser eine zweite unter Wasser durch die versenkten Gurthölzer. Die Wand läßt sich auf diese Weise recht dicht rammen, was dort bei dem kiesigen Untergrunde andernfalls sehr schwer zu erreichen gewesen wäre. Bei Rammung der Spundwand ist die letzte Bohle vor der Führungsbohle als Paßstück ganz genau nach Maß zuzuschneiden. Das Maß ließ sich leicht am Ort durch Anlehnung von Latten an die zuletzt gerammte Bohle und an die Führungsbohle

sowie durch Aufreißen der beiden ziemlich vertikalen Richtlinien (Fluchten) auf ein Brett erreichen.

4. Das Betonieren, Auspumpen und Mauern.

Abb. 35 zeigt die fertig gerammten Spundwände und die Vorkehrungen zum Betonieren, ferner auf dem Bilde rechts vom Kölner Dom einen Vertikalbagger, welcher die Baugrube gereinigt hat, dann folgend die beiden Rammen und ganz rechts den Kieselevator.



Abb. 35. Desgl., Betonierung der Ufermauer am Rhein.
Eigene Aufnahme.

Abb. 36 gibt einen Blick auf die stromwärts gekehrte Seite des Arbeitsgerüstes. Ein Kahn trägt eine Zwischenbühne, auf welche der Kies aus dem beladenen Kahn zunächst geworfen wird. Zumal bei niedrigerem Wasserstand muß der Kies noch ein zweites Mal geworfen werden, um die Höhe des Arbeitsgerüstes zu erreichen.

Abb. 37 zeigt das Einfüllen des Betons in den Betontrichter, welcher unterhalb der fahrbaren Schüttbühne an dieser befestigt ist. Der Beton läßt sich also von oben in den Trichter kippen.

Die Bewegungsvorrichtung des Trichters ist unterhalb angebracht. Sie besteht aus einer Welle, auf welcher sich das eine Ende der Kette aufwickelt, während das andere in einiger Ent-



Abb. 36. Desgl., Kiesanfuhr für den Beton.
Eigene Aufnahme.



Abb. 37. Desgl., Das Füllen des Schütttrichters.
Eigene Aufnahme.



Abb. 38. Desgl., Die leergepumpte Baugrube.
Eigene Aufnahme.

fernung an der Spundwand befestigt ist. Die Drehung der Welle erfolgte mit Handspaken (beweglichen Eisenstangen, in die Löcher des Wellenkopfes eingesetzt und als Hebel dienend). Man verwendet auch einen Flaschenzug mit Winde.

Abb. 38 zeigt die Herstellung des Mauerwerks in der inzwischen leergepumpten Baugrube. Um das Ausschöpfen des Wassers zu erleichtern, waren in Abständen von 20—30 m wasserdichte Querwände angeordnet. Es wurde immer nur eine der so entstehenden Teilstrecken leergepumpt.

In Abb. 39 ist das Mauerwerk bis Spundwandoberkante vollendet. Der obere Teil der Spundwand hat seinen Dienst erfüllt. Die Spundwand wird nun unter Wasser abgeschnitten. Die dazu benutzte Kreissäge und die vorher verwendete Pumpe sind beide auf besonderen Kranwagen montiert; sie werden elektrisch angetrieben. Abb. 39 zeigt rechts nur die Räder des Wagens. Auf diesem steht der Elektromotor mit dem Getriebe. Durch Übersetzung mit Wellen und Kegelrädern wird die Welle des hier schräg liegenden Kreissägenarmes gedreht. Das Kreissägenblatt selbst ist entfernt; es wird gegen ein neu geschärftes Blatt ausgewechselt und auf die hier gezeigte Scheibe geschraubt. Der untere Teil der Welle



Abb. 39. Desgl., Abschneiden der Spundwand.
Eigene Aufnahme.

ist zwecks bequemer Höheneinstellung des Sägeblattes wie ein Teleskop ausziehbar eingerichtet. Der ganze Hebel ist oben drehbar angeordnet, so daß er sich nebst dem Sägeblatte, wie in der Abb. 39 gezeigt ist, aus dem Wasser herausschwingen läßt. Bei der Arbeit des Sägens ist dieser Arm vertikal festgestellt.

IV. Brunnen- und Druckluftgründung, Taucherarbeiten, Taucherglocke.

A. Der offene Brunnen[1] (puits, well).

1. Konstruktion und Bauweise.

Die Verwendung der Brunnengründung ist unter C, 7 schon behandelt; vgl. auch Tabelle A und C. Hier ist nur einiges über

1) M. Struckel, „Der Grundbau", Massive Brunnen S. 53—57. S. 88—90. Tafel 3 u. 6; Hölzerne Brunnen S. 52—88. Tafel 3 u. 6; Eiserne Brunnen S. 91 bis 93. Tafel 6. — Handbuch d. Bauk., 3. Abt., 1. Heft: „Der Grundbau" von L. Brennecke, Massive Brunnen S. 160—178; Hölzerne Brunnen S. 187; Eiserne Brunnen S. 178 — 186.

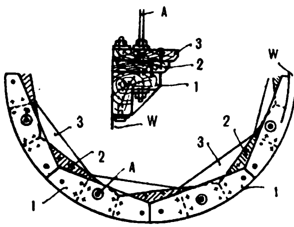


Abb. 40.

Konstruktion und Bauweise nachzutragen. Der untere Teil des Brunnens ist konisch geformt. Seitenneigung 1 : 15 auf 2 bis $2\frac{1}{2}$ m Höhe. Der Brunnen ist unten breiter und wird hier durch den Schling[1]) oder Brunnenkranz (rouet, case of the basin) zusammengehalten. Abb. 40 zeigt einen Kranz aus Holz für einen kleinen, Abb. 41 desgleichen in Eisen für einen größeren Brunnen. Zu Abb. 40 bedeutet *W* ein Winkeleisen, welches unten rings herumläuft, eine Schneide bildend. Es folgen dann die Holzlagen 1, 2 und 3.

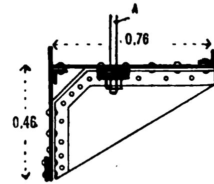


Abb. 41.

Es wird zunächst ein unteres Stück des Brunnens von etwa $2\frac{1}{2}$ m Höhe hergestellt. Eiserne Vertikalanker *A* (vgl. Abb. 40, 41 und 42) dienen zur Verbindung mit dem Schling, um den Brunnen im Hinblick auf einseitiges Aufsetzen gegen Bruch zu sichern. Außen

1) Handb. d. Bauk., 3. Abt., 1. Heft: „Der Grundbau“ von L. Brennecke. S. 161. — M. Struckel: „Der Grundbau“, S. 57—60, Tafel 3.



Abb. 42. Brunnengründung Paßbrücke. Großschiffahrtsweg, Breslau.
Aufnahme der Bauverwaltung.

wird der Brunnen mit Zementmörtel, 1 Z., 3 S., recht glatt abgeputzt, damit der Brunnen sich beim Senken nicht seitlich aufhängt. Nachdem dies untere Stück, welches besonders fest gemauert wird (Mörtelmischung 1 : $2^1/_2$ bis 1 : 3), eine Woche alt ist, beginnt man die Absenkung des Brunnens. — Man unterscheidet die Absenkung erstens im Trocknen vom Boden der Baugrube aus, vgl. Abb. 17, Tabelle A, S. 33 und Abb. 42, S. 48. Bei geringer Wassertiefe erfolgt zweitens die Absenkung von einer künstlich hergestellten Insel aus und drittens bei tieferem Wasser von Gerüsten aus. In letzterem Falle sind zwei Stockwerke zu unterscheiden (vgl. Tabelle C, Abb. 28, S. 37), das eine eben über dem höheren zur Bauzeit zu erwartenden Wasserstande, als Arbeitsboden bezeichnet, und das zweite darüber zur Aufhängung und Absenkung des Brunnens. Aufhängung erfolgt so lange, bis derselbe mit Sicherheit vom Boden getragen wird. (Vgl. Abb. 28, Tabelle C, S. 37.) Die kleinsten Brunnen haben bis zu 1 m, große Brunnen über 8 m inneren Durchmesser.

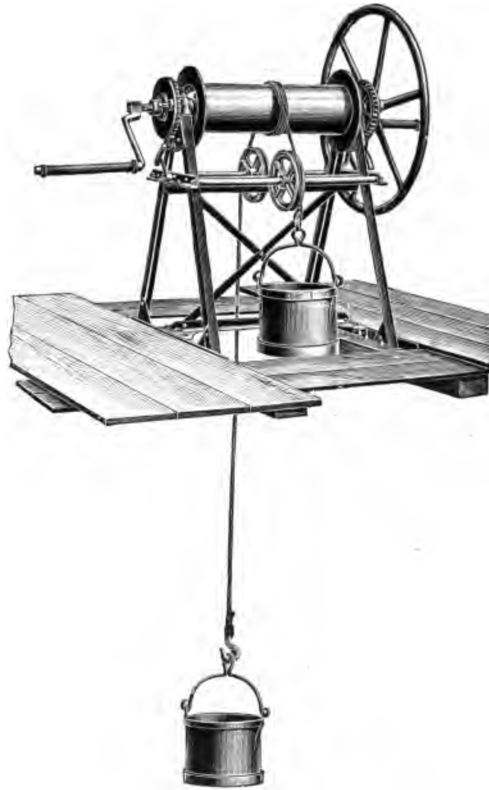


Abb. 43. Bauwinde.
Katal. S. 26 Gauhe, Gockel & Co.

2. Der Bodenaushub

erfolgt im Trockenen mit Hand durch Abgraben. Die Leute steigen in den Brunnen hinein und schaffen den Boden mit Kübel und Winde (vgl. Abb. 43) oder mit Sackbohrern heraus. Hernach, wenn Wasser im Brunnen ist, welches sich nicht auspumpen läßt, errichtet man über dem Wasserspiegel eine Arbeitsbühne und holt mit Hilfe der indischen Schaufel den Boden empor; vgl. Abb. 44. Die

Schaufel wird, nach unten hängend, abwärts in den Boden gestoßen. Eine Strebe aus Rundeisen erhält die Schaufel in dieser Lage. Darauf wird mittels der dünnen Kette diese Strebe gelöst und durch Zug an der schwereren Kette die Schaufel im Boden horizontal gestellt, wobei sie sich mit Erde füllt.

Der Sackbohrer oder Sackbagger wurde früher häufiger verwendet. Ein Sack, an einem eisernen Bügel und dieser an einer langen Stange mit oberem Quergriff befestigt, nimmt den Boden auf, welcher bei drehender Bewegung der Stange durch die Schneide des Bügels abgeschabt wird. Unten besitzt die Stange eine Spitze zur Führung. Der Sack aus starker Leinwand (Segelleinwand) kann in einem Kettennetz liegen, welches den Boden tragen hilft. Der Sack darf nicht zu lang sein, sonst wickelt er sich um die Stange und bleibt ungefüllt. Eine Aussteifung des Sackes, um solches zu verhüten, ist von Nutzen.



Abb. 44. Indische Schaufel.
Mitteil. 99, S. 4, von Meuck & Hambrock.

Bagger

(drague, drag oder dredger).

Bei tieferen Wasserständen im Brunnen benutzt man den Vertikalbagger. Der Bagger, Abb. 45, besitzt bis zu 7 Eimern, er gräbt von $4^1/_2$ bis 10 m Tiefe. Mit wachsender Tiefe werden nur Kettenglieder eingehängt, aber nicht mehr Eimer, da die Arbeit sonst zu sehr erschwert würde.

Abb. 46 zeigt den „Krahe"-Bagger von Meuck & Hambrock, Altona-Ottensen. Der obere Turas und mit diesem die ganze Eimerleiter ruht auf einer Leiter aus 2 ⊏-Eisen, welche durch ein besonderes Windewerk während des Baggerns gehoben und gesenkt werden kann, ohne daß es nötig ist, die Eimerkette auseinander zu nehmen. Der größte, so erzeugte Hub beträgt 1,8 m. Das Senken geschieht ohne Unterbrechung der Arbeit durch eine Sperradbremse. Der Turas bleibt vor einer Verschüttung und Einbettung in den

unteren Boden bewahrt. Die Arbeit des Baggerns geht hier ohne die sonst vorkommenden Störungen (häufiges Verlängern der Kette u. dgl.) von statten. Der Ring am unteren Ende der Eimerleiter hält die Eimer auch bei schräger Stellung der Leiter vom Brunnenmauerwerk fern, so daß sie frei gehen.



Abb. 45. Vertikalbagger.
Katal. S. 26 Gauhe, Gockel & Co.

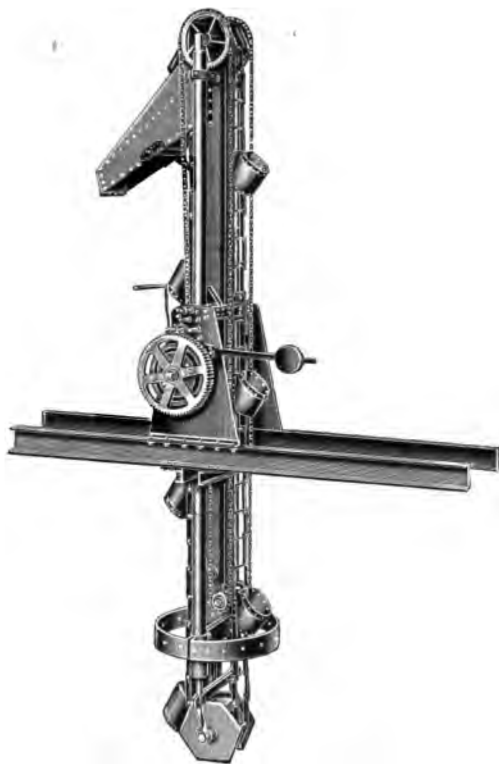


Abb. 46. Vertikalbagger „Krahe" mit Stellvorrichtung. D. R.-Patent, Menck & Hambrock.

3. Brunnengründung mit eisernem Hilfsmantel
(genannt Röhrengründung).

Um das Einsinken des Brunnenmantels aus Holz, Beton oder Stein zu ermöglichen, muß er außen glatt hergestellt werden. Der Brunnen stützt sich dann auch hernach im wesentlichen nur unten auf. Die Seitenreibung bleibt gering.

Im Gegensatze hierzu stehen Brunnen, welche entweder keinen oder einen Hilfsmantel aus Eisen erhalten.

Abbildung 47 zeigt die Gründung eines Denkmals in Braunschweig, und zwar auf derartigen Betonpfeilern oder Betonbrunnen. Schmiedeeiserne Rohre von 1,0—1,3 m Durchmesser werden nach Art von Brunnenrohren gesenkt; sie werden dabei innen ausgebaggert und von oben her durch Schraubenspindeln, welche mit einer im Boden angebrachten Last zugfest verbunden sind, abwärts gedrückt. Hernach werden die Mantelrohre schichtweise mit Beton gefüllt und mit Hilfe von Druckschrauben stückweise gehoben, so daß unten



Abb. 47. Brunnengründung mit eisernem Hilfsmantel.
Ausgeführt für das Stadtbauamt in Braunschweig von W. Kiehne, Brunnenbau-Anstalt Wolfenbüttel.

das Rohrende immer unter Betonoberfläche bleibt. Der Beton wird nach Anheben des Rohres jeweils gestampft, so daß er sich an den Seiten fest gegen den Boden legt. Es entsteht auf diese Weise eine große Reibung zwischen Boden und Betonkörper, welche nach meiner Schätzung, da Druck vorliegt, 1,0 kg/qcm der Betonpfeiler-Oberfläche erreicht oder diesen Betrag noch übersteigt; vgl. Abschnitt V, A 1, cγ, S. 68.

Zur Erreichung vierfacher Sicherheit würde man etwa $^1/_4$ kg/qcm Seitenreibung für die Pfeiler- oder Brunnenoberfläche in Ansatz zu bringen haben. Diese Pfeiler übertragen also den Druck wie ein-

gerammte Pfähle nach den Seiten hin auf das umgebende Erdreich. Die Darstellung, Abb. 47, zeigt den Vorgang der Betonierung. Man sieht da auch die Druckschrauben, welche zum Herausziehen des Mantelrohres verwendet sind. Der Firma Kiehne in Wolfenbüttel hatte ich im Jahre 1894 die Verwendung ähnlicher großer schmiedeeiserner Hilfsrohre für Füllung mit Kies zu Wasserversorgungszwecken empfohlen. Später sind dieselben von anderer Seite vielfach verwendet worden.

4. Über Betonpfeiler oder Eisenbetonpfähle

(ohne Benutzung eines Brunnenmantels[1]) entweder aus frischem Beton im Boden hergestellt oder nach Erhärtung in den Boden eingerammt, vgl. unter Rammungen, Abschnitt IX.

B. Der geschlossene Brunnen; Druckluftgründung[2])

(fondation à l'air comprimé, compressed air foundation).

1. Bauvorgang.

Unter Benutzung der Druckluft können allenfalls bis zur Tiefe von 35 m unter Wasser Arbeiten mit Hand ausgeführt werden. Einen Überdruck von 5,4 Atm., also von 54 m Wassersäule, hat ein Mann bei Versuchen noch ausgehalten; vgl. Zeitschr. des Hannöv. Archit.- u. Ing.-Vereins 1897, Liter. Bericht, S. 79 und Annal. d. ponts et chauss. 1896, Juni, S. 696—778.

Als Beispiel des Bauvorganges einer Luftdruckgründung (vgl. auch Tabelle C, Abb. 30, S. 37 und S. 38) ist hier die Baustelle der Strompfeiler für die Elbbrücke bei Riesa dargestellt. Abb. 48 zeigt den Vorgang der Montierung des zu versenkenden Caissons oder Luftkastens auf der Arbeitsbühne. In dem Stockwerk über dem eisernen Caisson sind links und rechts Zangen angebracht. Diese tragen hernach in Verbindung mit den in Abb. 48 noch fehlenden Schrägstreben *S* (S. 56 Abb. 50) die Bühne, von welcher aus der Caisson C abgesenkt wird. Das dritte höchste Geschoß der Pfeiler-

---

1) Vgl. auch die Zeitschrift: Beton und Eisen, Jahrg. 1905, S. 13. Herstellung eines Loches durch das Einschlagen und Herausziehen eines Pfahles oder durch Rammung mit zugespitztem Bär und Füllen des Loches mit Beton.

2) Handb. d. Bauk., 3. Abt., 1. Heft: „Der Grundbau" von L. Brennecke, S. 193—306. — C. Zschokke, Druckluft-Gründungen. — M. Struckel, Der Grundbau, S. 94—130, Tafel 7 u. 8.



Abb. 48. Gründung eines Strompfeilers der Elbbrücke bei Riesa mit Druckluft.



Abb. 49. Gründung der Strompfeiler an der Elbbrücke zu Riesa mit Druckluft.



Abb. 50. Absenkung des Caissons mit Hilfe von Schraubenspindeln.

rüstung dient zur Aufnahme der Krangleise; vgl. die Geschosse I, II und III, Abb. 50.

Der Kran wird benutzt, um bei einer Verlängerung des Schachtes die Luftschleuse zu tragen und zu heben. Über jeder Luftschleuse

befindet sich ein Kran. Hernach, bei dem weiteren Aufbau, werden auch Werksteine mit dem Kran versetzt.

Abb. 50 läßt den Vorgang der Absenkung erkennen. Die auf dem zweiten Stockwerk arbeitenden Leute bewegen sich im Kreise um eine Spindel, mit Handspaken (Hebeln *H*) die Schraubenmutter drehend, welche sich auf das Gerüst stützt und die Spindel (*Sp*) hält. Am unteren Ende einer jeden Spimdel greift eine Gliederkette G an. Die Senkung aller Spindeln erfolgt gleichzeitig.

2. Verlängerung der Tragkette.

Eine provisorische Unterstützung, Verlängerung der Gliederkette und Hebung der Spindeln erfolgt, wenn deren oberes Ende jeweils die Schraubenmutter infolge der Senkung erreicht hat.

Abb. 51 zeigt links die Spindel *S* in gesenktem Zustande. Die hölzernen Handspaken sind da nicht mit gezeichnet, sondern nur die an den Muttern befindlichen Metallstutzen zu deren Aufnahme.

Das Querstück *Q* ist eingeschaltet, auf welches sich die Gliederkette, Teil *L*, während der Einfügung eines neuen Kettengliedes *G* stützt.

Alsdann wird oben die Mutter mit Hilfe der Handspaken angezogen und das Querstück *Q* wieder entfernt. Es hängt nun in der links punktiert gezeichneten Lage nach abwärts.

Abb. 52 zeigt eine ähnliche Vorrichtung unter Benutzung von Keilen. *V* und *B* dienen zur Verbindung der Hilfszugstangen *a*, *b*, *c*, *d*. Die Auslösung der Schraubenspindel erfolgt bei *L*.

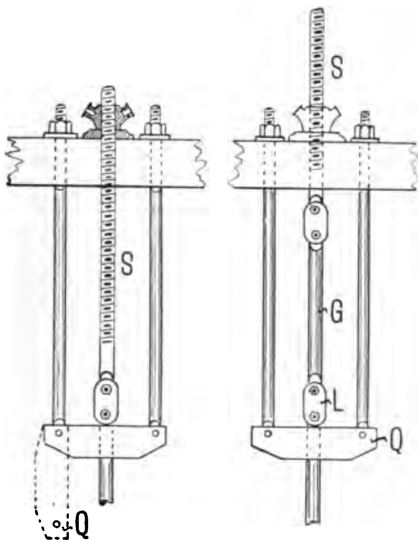


Abb. 51. Hilfsaufhängung mit Querstück.

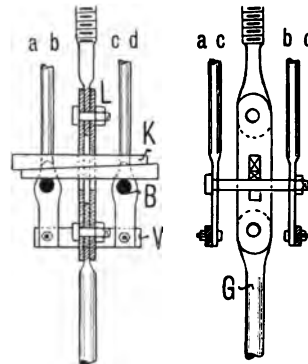


Abb. 52. Hilfsaufhängung mit Keilen.

Abb. 277, Dockbau, Band II, IV. Abschnitt, bietet eine Hilfsaufhängung mit einem Flaschenzug, zur besseren Hantierung der schweren Eisenteile benutzt.

Abb. 53 zeigt den Fortgang der Arbeit. Der Strompfeiler ist so tief gesenkt, daß der Brunnen einer Aufhängung an Ketten nicht mehr bedarf. Die Bühne, Stockwerk II, ist beseitigt. Die in Abb. 48 und 50 vorstehenden Zangen sind abgeschnitten, die tragenden Schrägstreben entfernt, da diese Holzteile den Bauvorgang in der Folge stören würden; der Pfeiler wird aber noch weiter gesenkt; es wird mit zwei Luftschleusen gearbeitet. Außen am Pfeiler ist im Unterbau ein Eisenmantel, über Mauerhöhe reichend, angebracht. Dieser Mantel ist bei Bauausführungen mit festen Gerüsten in neuerer Zeit fortgelassen.

Bei Benutzung schwimmender Gerüste ist die durch Verwendung eines Mantels zu erreichende Gewichtsverminderung des Brunnens aber von Bedeutung. Der Mantel bildet gleichsam einen Fangedamm oder die Wandung eines Schiffsgefäßes oder Senkkastens, vgl. Abb. 27, Tabelle C, S. 37.

Das Mauerwerk wird nicht sogleich ganz hochgeführt, sondern erst hernach im Schutz des Mantels, wenn der Brunnen unten fest aufsteht. Dies Verfahren wurde auch bei dem Bau der Kaianlagen in Bordeaux[1]) 1885 angewendet.

Im Innern des Schachtes heben Kübel, an einer Kette hängend, den ausgegrabenen Boden hinauf zur Luftschleuse. Früher verwendete man dabei zum Antrieb bisweilen Druckluft, heute meistens Elektrizität.

Ein zweites Beispiel der Gründung mit Druckluft ist hier in Abb. 426, Bd. II, VI. Abschnitt gegeben (Weserleuchtturm auf „Roter Sand“).

3. Die Luftschleuse[2]) (sas à air, air-lock)

besteht aus einem über Schacht S befindlichen Raum R (vgl. Abb. 54 auf S. 60) der Arbeitskammer, einer Kammer P zum Ein- und Ausschleusen von Personen mit Mannloch M, einer Kammer für Bodenaushub H (Hose genannt) und einer Kammer B für das Einbringen von Beton zur Ausfüllung der unteren Hohlräume mit Beton nach vollendeter Senkung des Brunnens. Die Klappen schließen, wie

---

1) Annales d. ponts et chauss. 1896, Juni, S. 696—778 u. Bl. 23—29, sowie Auszug, Zeitschr. d. Hannöv. Arch.- u. Ing.-Ver. 1897, S. 77.

2) Handb. d. Bauk., 3. Abt., 1. Heft: „Der Grundbau“ von L. Brennecke, S. 226.

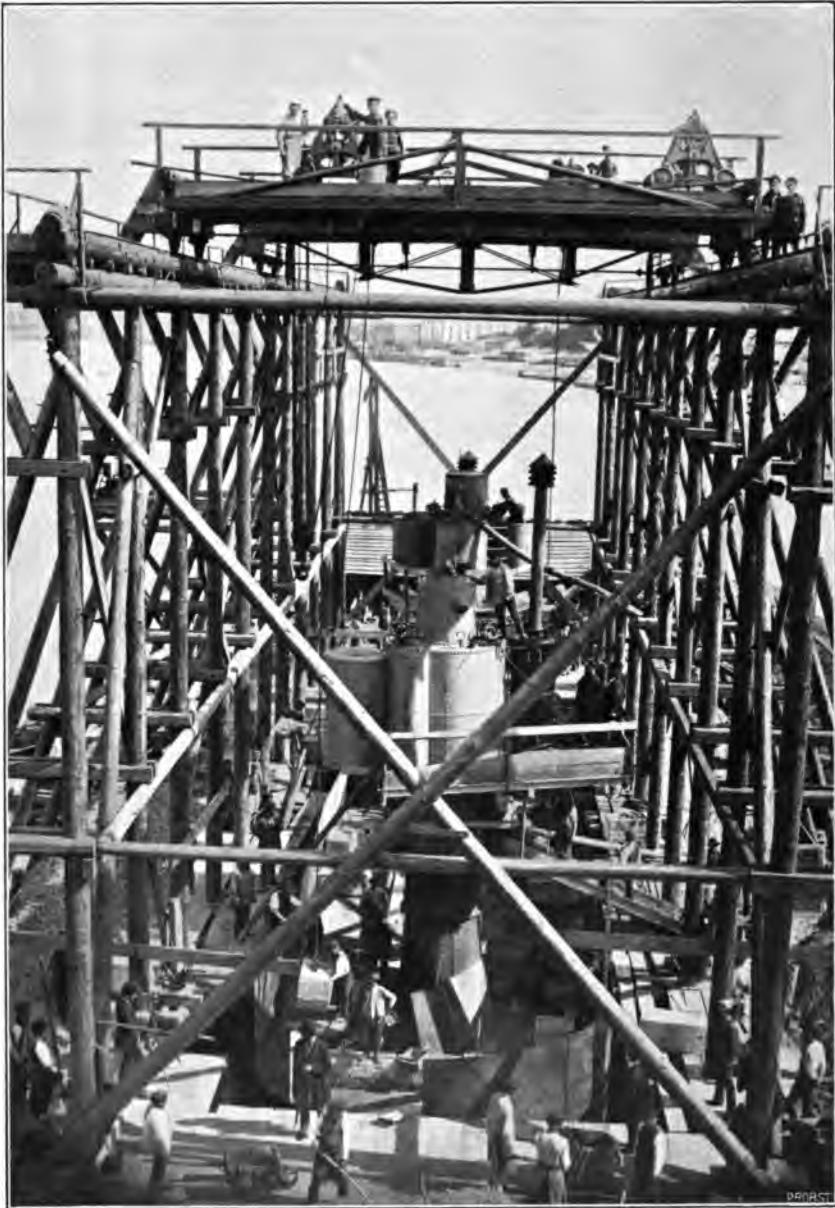


Abb. 53. Blick auf den Pfeiler und die Luftschleusen.

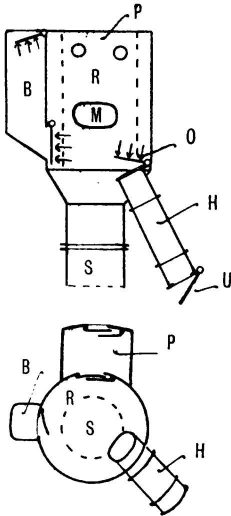


Abb. 54. Luftschleuse nach Castor.

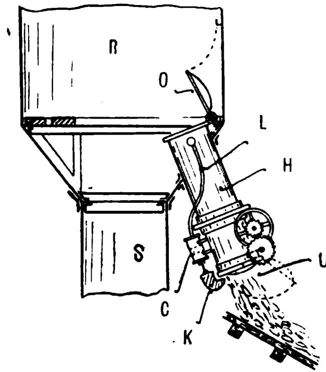


Abb. 55. Sicherung der Luftschleuse. Verwendet von Ph. Holzmann & Co.

die Pfeile andeuten, bis auf die untere Klappe *U* alle mit dem Luftdruck. Ein Unfall ist dort also ausgeschlossen. Dieser ereignet sich aber, wenn Klappe *O* offen ist und zugleich Klappe *U*, mithin vorzeitig, geöffnet wird; es entweicht dann die Druckluft explosiv. Um dies zu verhüten, versieht man Klappe *U* mit einer Sicherung.

Abb. 55 zeigt eine derartige Sicherung, Eigentum der Firma Ph. Holzmann. Kolben und Kolbenstange des kleinen Zylinders *C* halten durch einen Riegel *K* die Klappe *U* so lange fest, als unten in *C* durch Rohrverbindung *L* Druckluft gelangt. Rohr *L* geht vom oberen Teile der Hose *H* aus. Ist aber Klappe *O* geschlossen und der Druck abgelassen, dann gibt *C* die Klappe *U* frei, die nun mit Hand und Zahnradübersetzung geöffnet wird.

Manche andere Arten der Sicherung sind inzwischen ausgebildet. Insbesondere verwendet man auch statt der Klappen Schiebetüren (vgl. Abb. 56).

Bei größeren Bauten trennte man auch die Personenschleuse von der Materialschleuse (vgl. die Personenschleusen der Taucherglocke Abb. 60, S. 64) und die Betonschleuse im Abschnitt Dockbau, Band II, 4. Abschnitt.

Abb. 56 zeigt die Materialschleuse für Kübelbetrieb mit Drehschiebetür. Es ist *T* eine Schiebetür, *V* der andere zweite Verschluß der Luftschleusenkammer, be-

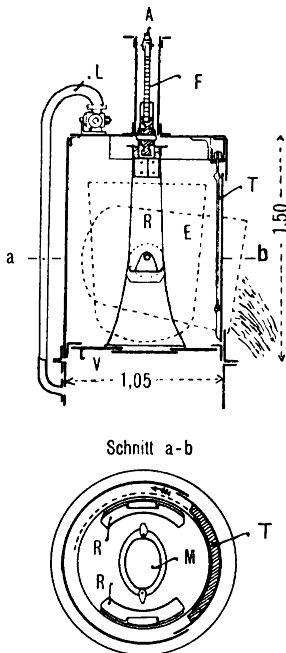


Abb. 56. Luftschleuse mit Schiebetür.

stehend aus einem Deckel, welcher mit dem Fahrstuhlgerüst *R* verbunden sich mit diesem aufwärts und nach Entleerung des Eimers *E* in dem Schachte wieder abwärts bewegt. *M* ist ein Mannloch im Deckel *V*, verwendet als Zugang zum Schacht bei Störungen am Fahrstuhl. *L* ist eine Luftausgleichleitung, *A* die Förderkette mit Kettenrad im Luftdruckraum und äußerem Antrieb, *F* ist eine Federbremse, um harte Schläge bei der Förderung zu vermeiden. Raum und Zweck dieser Mitteilungen gestatten nicht weiter auf die Brunnengründung mit Druckluft einzugehen. Es sei im übrigen auf die ausführliche Darlegung von Zschokke[1]) verwiesen.

C. Taucherarbeiten.

1. Das Tauchen (plonger, dive).

Für manche Hilfsarbeiten bei Gründungen verwandte man früher eine kleinen Taucherglocke, heute dagegen benutzt man den Taucheranzug, z. B. zum Beseitigen von Hölzern und anderen Hindernissen, welche sich der Absenkung offener Brunnen in der Tiefe entgegenstellen. Der Taucher kann unter Wasser graben, sägen, bohren, schneiden, Sprenglöcher ansetzen, Ketten und Seile an Körper zum Heben derselben befestigen, Quellen und Spundwände dichten usw.

Über Gestalt und Bedienung kleiner Taucherglocken vgl. Hagen, Wasserbauk. 3, Tafel 53. Der starre Mantel der eisernen Glocke hemmte den Taucher bei seiner Arbeit. Den Übergang zu freierer Bewegung bildet der Helm aus Metall mit unten offener Stoffschürze und Stoffärmeln (Hagen, Fig. 234 u. 235).

Durch Verwendung eines Anzuges aus luftdichtem Gummistoff, welcher die Hände ganz frei läßt, eines Helmes mit großen Glasfenstern, eines auf dem Rücken zu tragenden Luftbehälters und eines Regulators ist eine hinreichende Beweglichkeit und Sicherheit erreicht, um zeitraubende und auch feinere Arbeiten unter Wasser ausführen zu können. Dem Luftbehälter wird mittels Schlauchverbindung von oben Luft unter Druck, welcher höher ist als der Wasserdruck, zugepumpt. Der Regulator führt den Anfangsdruck mittels einer Membrane auf einen für die Atmung geeigneten kleineren Druck zurück. Vom Regulator führt ein Schlauch zum Helme und Munde des Tauchers. An diesem sitzt auch das Ventil für die Luftausatmung (Taucheranzüge liefert die Fabrik von Taucherapparaten

1) Zschokke, Handb. d. Ingenieurw. I, 3, Kap. 7: Druckluftgründungen, S. 264, mit 71 Textabb. u. 7 Tafeln.



Abb. 57. Taucher im Dienst.

Nach einer Abbildung von L. v. Bremen & Co., Kiel.

L. v. Bremen & Co., Kiel). Ein Taucherapparat für zwei Taucher in voller Ausrüstung kostet etwa 2850 Mark.

Der Taucher steigt von oben durch das Halsloch in den Anzug hinein. Der Helm ist dabei von der aus Kupferblech bestehenden Halsloch-Einfassung abgeschraubt. Alsdann wird der Helm aufgestülpt und festgeschraubt. An den Füßen ist der Anzug dicht. An den Händen erfolgt die Absperrung des Wassers durch Gummiringe. Es sei noch erwähnt, daß die Zurückführung des Druckes auf den Gebrauchsbetrag in ähnlicher Weise erfolgt wie bei dem Fettgas-Lampensystem Jul. Pintsch (vgl. hier den Regulator auf dem Luftbehälter Abb. 57).

Bei der älteren Form (Scaphanderapparat) entnahm der Mann die Luft aus dem Anzuge; er atmete also nicht reine Luft. Die neuere Form bietet Zuführung frischer Luft mit Hilfe des

Mundschlauches. Das Tauchen kann im äußersten Falle bis zu 40 m Wassertiefe stattfinden. Die geprüften Taucher der Kaiserlichen Marine müssen alljährlich eine Übung durchmachen, bei welcher sie bis 10 m 90 Minuten und bis 20 m Tiefe 45 Minuten unter Wasser verbleiben; vgl. die Vorschriften für die Taucher der Kaiserlichen Marine, bezeichnet: „Instruktion für Taucher“ [1]), und auch die unter Abschnitt B 1, S. 53 erwähnten Versuche.

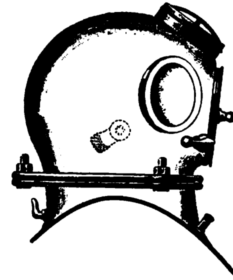


Abb. 58.
Taucherhelm.

2. Der Taucherschacht.

Bei umfangreichen Aufräumungsarbeiten und Sprengungen bedient man sich auch heute noch einer Taucherglocke, welche von einem Fahrzeug, dem Taucherschiff (bateau plongeur, diving ship), auf die Sohle des Gewässers niedergelassen wird. Die Glocke trägt oben einen Schacht mit Luftschleuse zum Ein- und Aussteigen von Personen. Der Verkehr nach außen bleibt also auch dann erhalten, wenn die Taucherglocke unten auf dem Boden aufsitzt. (Vgl. hier die Abb. 241 im II. Abschnitt, Taucherschacht der Rheinstrom-Bauverwaltung und unter X, G Felssprengungen.)

3. Gründungen unter großen Taucherglocken. [2])

Taucherglocke (cloche à plongeur, diving bell).

Für Trockendockbauten im offenen Wasser und für ähnliche sehr bedeutende Ausführungen eignet sich die Gründung auf Caissons nicht. Man würde allzugroßer Eisenkästen von 40—50 m Breite und etwa 250 m Länge bedürfen, deren Herstellung und Versenkung im belasteten Zustande kaum ausführbar und jedenfalls sehr kostspielig sein würde. Desgleichen gestaltet sich bei Bauten in besonders großen Wassertiefen auch die Brunnengründung darum teuer, weil dann die von den Ketten und den Gerüsten zu tragende Last sehr groß wird. Ferner ist zu beachten, daß bei Gründungen auf Caissons der eiserne Caisson im Boden zu unterst als Teil des Fundamentes verbleibt und verloren geht. Bei der Wiederholung einer ganzen Reihe ähnlicher Bauten, z. B. bei Pfeilerbauten für Ladeufer kann

1) Verlag von E. S. Mittler & Sohn, Berlin, Kochstr. 69/70.

2) Handb. d. Bauk., III. Abt., Heft 1: „Ergänzungen zum Grundbau“ von L. Brennecke, S. 84—96. Vgl. hier auch Abb. 29 u. 31 auf S. 37 u. 39.



Abb. 59, Schwimmgerüst einer Taucherglocke, benutzt an der K. Werft in Kiel. Eigene Aufnahme.

daher eine andere Bauweise sich billiger gestalten, bei welcher nicht auf, sondern unter dem Luftkasten, dem Caisson (hier Taucherglocke genannt), das Bauwerk ausgeführt wird.

Abb. 59 zeigt das Schwimmgerüst einer zum Bau mehrerer Trockendocks benutzten Taucherglocke der Firma Philipp Holzmann & Co., Frankfurt a. M. Zur Zeit der Aufnahme befand sich der untere Rand der Taucherglocke etwa 14 m unter Wasser. Es herrschte in der Glocke also ein Überdruck von 1,4 Atmosphären. Das Einschleusen dauerte 14 Minuten. Ich empfand dabei nichts. In anderen Fällen, bei schnelleren Schleusen, entstand trotz eines weitaus geringeren Drucks ein knatterndes Geräusch in den Ohren. Das Trommelfell springt dann leicht, wenn man den Mund schließt, zumal wenn man erkältet ist. Die Personenluftschleuse, vgl. Abb. 60, bildete



Abb. 60. Luftschleuse, benutzt am Bau des Trockendocks in Kiel. Eig. Aufnahme.

dort einen in horizontaler Richtung länglichen Kessel. Diese Form war hier gewählt, um erkrankte Personen in liegender Stellung nach oben schleusen zu können.

Der untere Raum der Luftglocke besaß 40 m Länge bei 15 m Breite. Der Beton rutschte durch den Materialschacht in die Transportgefäße der Schwebebahnen, deren Laufschienen in der Glocke an der Decke befestigt waren. Am Benutzungsort wurde der Beton ausgekippt und gestampft.

Weitere Mitteilungen über den Bau der Docks enthält Band II, Abschnitt II, A: Das Trockendock.

V. Berechnung der Fundamente, Bohlwerke und Ufermauern.

A. Allgemeines.

1. Widerstandsfähigkeit des Fundamentes gegen vertikalen Druck oder axialen Zug.

a) *Druckübertragung* einer Gebäudelast auf den Untergrund bei Mauerwerk. (Siehe vorn S. 12—19; ausgerechnete Beispiele sind S. 15—19 gegeben.)

Von der ganzen Tragfähigkeit des Bodens wird nur ein Teil ausgewertet, so daß hinreichende Sicherheit entsteht. Angaben über die so abgeleiteten, erlaubten Bodenbeanspruchungen sind vorn S. 13 aufgeführt.

b) Bei *Pfählen* wählt man als erlaubte Beanspruchung etwa $\frac{1}{3}$ oder $\frac{1}{4}$ desjenigen Widerstandes, welchen ein Pfahl beim Eindringen in den Boden durch diesen erfährt. Die erlaubte Pfahlbelastung T ermittelt sich aus der Rammformel:

$$T = \frac{1}{n} \cdot \frac{h}{e} \left(\frac{P}{P+Q}\right)^2 \cdot Q.$$ (Siehe auch die genauere Formel S. 176.)

Hierin ist der Sicherheitsgrad $n = 3$ oder 4, e das Eindringen des Pfahles bei einem der letzten Schläge, h die Fallhöhe des Rammbärs, dessen Gewicht P ist. Q bezeichnet das Pfahlgewicht. Vgl. das ausgerechnete Beispiel zu Beginn des Abschnittes IX: Rammungen. Siehe auch die nachfolgenden Ausführungen unter *c*.

c) *Seitenreibung bei Druck und Zug.* Durch Seitenreibung werden manche Fundamente gestützt, und zwar bei minderwertigem

Baugrunde. Sie geben dann den Druck der Auflast an ihrer Umfläche auf den Boden ab und verteilen denselben in solchen Fällen auf breitere Flächen des Untergrundes, wo die Bodenfestigkeit allein nicht genügt, um an der Fundamentsohle die Last zu tragen.

a) Seitenreibung am Pfahl aus Holz bei Druck.

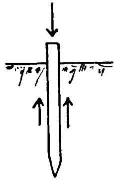


Abb. 61.

Eingerammte Pfähle wirken in der oben bezeichneten Weise; ihre Berechnung ist schon vorstehend besprochen. Es sei noch folgendes hinzugefügt. Am Rammpfahl ist die Seitenreibung bei Druck auf den Pfahl eine bedeutende. Der mit dem Wipfelende nach unten gerammte Pfahl ist wie ein Keil in den Boden getrieben, diesen in Spannung versetzend. Dieser Seitenreibung verdankt der Pfahl seine Widerstandskraft gegen weiteres Eindringen in den Boden, dessen Meistwert mit W bezeichnet werde. Man kann in der Formel $W = k \cdot O$ für einen gerammten Pfahl bei gewöhnlichem Baugrunde etwa rechnen $k =$ 1,2 kg/qcm, mithin

$$W = 1{,}2 \cdot O \text{ kg}.$$

Hierin bedeutet O die Oberfläche (Mantel) des eingerammten Pfahles, soweit er im Boden sitzt, ausgedrückt in qcm.

Beispiel: $d = 30$ cm; $l = 6$ m; $O = 30 \cdot \pi \cdot 600$ qcm,

$$O = 30 \cdot 3{,}14 \cdot 600 = 56\,520 \text{ qcm}$$

$$W = 1{,}2 \cdot O = 1{,}2 \cdot 56\,520$$

$$W = 67\,824 \text{ kg}.$$

Bei einer Belastung von 67824 kg würde der Pfahl in den Boden weiter eindringen; er würde nachgeben. Der Sicherheit halber mutet man demselbon daher, wie schon erwähnt, nur etwa $^1/_3$ oder $^1/_4$ seines Maximalwiderstandes W als Tragkraft T zu und findet z. B.

$$T = \tfrac{1}{4} W = \frac{67\,824}{4} = 16\,956 \text{ kg}$$

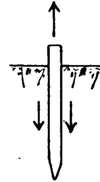
$$T = 17 \ t.$$

Nach der Bodenart und der Tiefe der Rammung wechselt der Beiwert k erheblich. Es sind daher jeweils Proberammungen erforderlich (vgl. S. 22). Dabei wird die S. 65 erwähnte Rammformel zur Bestimmung des erlaubten Wertes T benutzt.

Gewöhnlich werden mehrere Pfähle nebeneinander gerammt. Man nimmt an, daß ihr Abstand mindestens 70 cm von Mitte zu Mitte Pfahl betragen muß um die Abgabe des Druckes auf den um-

gebenden Boden zu ermöglichen und um dessen Überlastung zu verhüten. Der Pfahldurchmesser ist dabei zu etwa 30 bis 35 cm angenommen. Gehen die Pfähle unten weiter auseinander, dann kann oben am Kopf der Pfahlabstand noch kleiner sein.

β) Seitenreibung am Pfahl bei Zug (Abb. 62).


Abb. 62.

Über die Widerstandsfähigkeit gerammter Pfähle gegen axiale Zugkräfte liegen wenige Untersuchungen vor. Bei längerer Dauer des Zuges sinkt der Zugwiderstand W^1 etwa auf $^1/_3$ W. Es wird

$$k' = \tfrac{1}{3}\, k = 0{,}4 \text{ kg/qcm und}$$
$$W^1 = 0{,}4 \cdot O \text{ kg}.$$

Bei Festsetzung einer vierfachen Sicherheit darf man auf Zug beanspruchte Pfähle, also unter gewöhnlichen Verhältnissen etwa nur mit einer Zugkraft Z

$$Z = \frac{W^1}{4} = 0{,}1 \cdot O \text{ kg beanspruchen.}$$

Versuche, von Rudloff in weichem Klaiboden zu Bremerhaven ausgeführt, ergaben bei Beanspruchung auf Zug einen Oberflächenwiderstand von $k^1 = 0{,}18$ kg/qcm. Derartige Pfähle würden also bei Wahl vierfacher Sicherheit nur mit 0,045 kg/qcm zu beanspruchen sein. Für sie ist

$$W^1 = 0{,}18 \cdot O \text{ kg und } Z = 0{,}045 \cdot O \text{ kg}.$$

Bei Pfählen in weichem Klaiboden von 33 cm Durchmesser und 15 m Rammlänge wird

$$O = d \cdot \pi \cdot l = 33 \cdot 3{,}14 \cdot 15 \cdot 100 = 155\,430 \text{ qcm und}$$
$$W^1 = 0{,}18 \cdot 155\,430 \text{ kg}$$
$$W^1 = 28\ t \text{ ganzer Widerstand bei Zug}$$
$$Z = 0{,}045 \cdot 155\,430 \text{ kg}$$
$$Z = 7\ t \text{ erlaubter Zug bei geforderter vierfacher Sicherheit.}$$

Hierin ist Z die Zugkraft, welche der Pfahl bei vierfacher Sicherheit aushält und W' die Zugkraft, welche den oberen Grenzwert seines Widerstandes angibt (vgl. Rudloff[1]): „Die Bremerhavener Hafen- und Dockanlagen").

1) Zeitschr. für Architektur und Ingenieurw. Hannover 1900, S. 673, oder Sonderabdruck S. 41, Absatz 3, Verlag Gebr. Jänecke, Hannover.

Die Annahme vierfacher Sicherheit ist von mir hier gewählt, weil diese als Sicherheit gegen Druck meistens gefordert wird. Es sind aber in der Technik über die Sicherheit gegen Zugwirkungen bei Pfählen noch keinerlei Festsetzungen getroffen, auch sind noch keine Gebrauchswerte entstanden. Bisweilen wird mit der erforderlichen, bisweilen mit weit kleinerer Sicherheit gerechnet.

γ) Seitenreibung des Bodens an Mauerwerk und Betonpfählen bei Druck.

Messungen hinsichtlich der Größe der Seitenreibung für Mauerwerk liegen nicht vor.

Bei Brunnengründung erachte ich die Seitenreibung nur dann als wirksam, wenn der Brunnen keine untere Verbreiterung, also kein geböschtes Ansatzstück zeigt; vgl. Abb. 63. Macht man, wie üblich, den Fuß des Brunnens breiter als den oberen Schaft, dann sitzt der Brunnen gleichsam in einem hohlen Raume *H*; er klemmt sich nicht fest. Der den Hohlraum erfüllende lose Boden überträgt dabei nur wenig Last durch Seitenreibung auf das Erdreich.

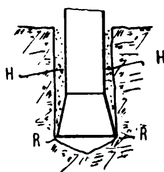


Abb. 63.

Weit größer fällt die Reibung aus, wenn erst ein Loch hergestellt und dieses darauf mit Beton ausgestampft wird; vgl. Abb. 47, S. 52. Den hierbei entstehenden Reibungswiderstand gegen Druck in gewachsenem Boden schätze ich bei der Tiefe von 1 m auf mehr als 1,0 kg/qcm der Oberfläche. Bei Tiefen von einigen Metern wird derselbe erheblich größer sein.

Eisenbetonpfähle werden voraussichtlich eine größere Seitenreibung aufweisen als die an ihrer Oberfläche verhältnismäßig glatten Holzpfähle; man könnte denselben also einen kleineren Querschnitt geben als jenen, soweit nur die Seitenreibung in Frage kommt und die Druckbeanspruchung im Material nicht zu groß wird.

δ) Seitenreibung von gezogenen massiven Pfählen, Haftpfählen oder Ankern.

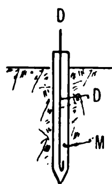


Abb. 64.

Versuche, mit Zement-Erdankern ausgeführt, ergaben bei axialem Zug eine Haftfähigkeit zwischen dem erhärteten Zementmörtel und gewöhnlichem gewachsenen Erdboden von $^1/_4$—$^1/_8$ kg/qcm an der im Boden befindlichen Oberfläche des Zement- oder Betonkörpers (vgl. Deutsche Bauztg. 1894, S. 607).

Meine Zement-Erdanker lassen sich wie folgt herstellen. Man schlägt mit einem Hammer und einer spitzen Eisenstange ein Loch in den Boden, setzt den Draht D hinein und füllt das Loch mit Mörtelbrei (vgl. Abb. 64).

2. Sicherung der Bauwerke gegen unregelmäßiges Setzen und Erhaltung einer lotrechten Stellung der Mauerkörper.

Der Erdboden besitzt nicht nur geringe Festigkeit, sondern auch die nachteilige Eigenschaft, daß er unter der Wirkung des Druckes eine erhebliche Volumenänderung erleidet; er wird zusammengepreßt. Man sagt, das Gebäude setzt sich.

Ein auf Sandboden gegründetes Schulgebäude setzte sich z. B. um 13 mm. Ein auf einer durchgehenden Betonplatte gegründetes monumentales Dienstgebäude setzte sich um etwa 60 mm. Der vorhandene Boden war schlechter Baugrund, bestehend aus moorigem Sandboden.

Ein auf schlechtem Untergrund ohne besondere Gründung hergestellter Anbau eines Hauptgebäudes setzte sich um 300 mm, während dieses selbst, auf Pfahlrost gegründet, kein bemerkbares Setzen zeigte. Die Pfähle eines Pfahlrostes selbst drücken sich unter der sie treffenden Last nur um Bruchteile eines Millimeters zusammen.

Das Setzen an sich würde zwar von keiner großen Bedeutung sein, wenn die Zusammendrückung des Bodens unter dem Fundament eines Bauwerkes überall gleichmäßig erfolgte. Dies ist aber nicht leicht zu erreichen. Man erstrebt zwar ein gleichmäßiges Setzen, indem man die Fundamente so gestaltet, daß der Druck auf die Flächeneinheit des Bodens überall angenähert gleich groß ausfällt, aber schon die veränderliche Nutzlast bedingt Abweichungen. Außerdem drückt sich gleich stark beanspruchter Boden nicht in der ganzen Ausdehnung des Fundamentes gleich stark zusammen. Die Bodenart wechselt in benachbarten Lagen; vgl. hierzu „Belastungsproben", S. 71. Dem unregelmäßigen Setzen, welches zu Rißbildungen und zu einer Schiefstellung der Bauteile Veranlassung gibt, begegnet man dadurch, daß man erstens die Resultierende des Druckes tunlichst durch die Mitte der Fundamentbreite führt, ferner dadurch, daß man den Druck auf die Flächeneinheit der Fundamente benachbarter Bauteile gleich groß wählte, daß man die Fundamente recht breit und damit den Druck auf die Flächeneinheit klein macht. Die Rücksichtnahme führt oft dahin, die Verbreiterung eines Fundamentes bedeutender zu gestalten, als auf Grund der zulässigen Bodenbeanspruchungen für sich allein erforderlich erscheinen möchte.

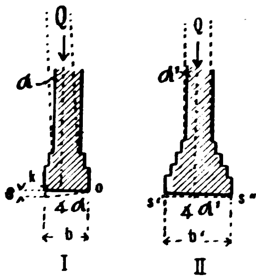


Abb. 65.

Mit Verbreiterung des Fundamentes von b auf b' (vgl. Abb. 65 I und II) nimmt die Gefahr einer Neigung (Schrägstellung) des Bauwerkes schnell ab, und zwar aus zwei Gründen. Es läßt sich nicht immer erreichen, daß die Last Q genau durch die Mitte der Mauer geht; man erstrebt dies zwar, immerhin entsteht hier links am Fundamente I eine bedeutende Kantenpressung k und an demselben Fundamente rechts fast die Kantenpressung Null. Das Maß der Zusammenpressung des Bodens sei bei Mauer I links mit s bezeichnet, rechts ist es bei Mauer I Null. Die Wandneigung berechnet sich nun nach dem Verhältnis tang $\alpha = \frac{s}{b}$.

Durch die im Falle II erfolgte Verbreiterung des Fundamentes von b auf b' wird einmal die Senkung s' verkleinert, dann aber die Senkung s'' rechts vergrößert. Die Schrägstellung ist jetzt nur abhängig von dem Gegensatze $(s' - s'')$ der Zusammendrückung des Bodens links und rechts am Fundament. Das Neigungsverhältnis wird nun bei Fall II tang $\alpha' = \frac{s' - s''}{b'}$. Hierin ist s' an sich schon kleiner als das s in der Formel für Fall I, um so mehr ist $s' - s''$ kleiner als der Zähler in der Formel Fall I. Und da nun zudem der Nenner $b' > b$ ist, so folgt, daß tang α' weitaus kleiner ausfällt als tang α, wenn b' auch nur wenig größer ist, als b.

Wo sich die Gleichmäßigkeit der Druckverteilung nicht erreichen läßt, pflegt man benachbarte, wesentlich voneinander verschieden belastete Bauteile im Fundament sowohl wie in dem aufgehenden Mauerwerk ganz zu trennen.

Man beläßt zwischen ihnen eine vertikale Fuge F (vgl. Abb. 66), welche entweder offen bleibt, oder durch ein Versetzen des Spaltes dem Blick teilweise entzogen oder durch elastischen Baustoff ausgefüllt wird.

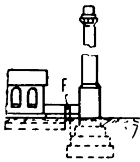


Abb. 66.

Belastungsproben.

Bei etwas nachgiebigem Boden fordere man für größere Bauten die Durchführung praktischer Untersuchungen.[1]) Es gilt das erforderliche Verhältnis

1) Über Dezember 1905 ausgeführte Belastungsproben beabsichtige ich in der Deutschen Bauzeitung 1906 zu berichten.

der Beanspruchungen der Flächeneinheit, und zwar p' bei schmalen, schwächer belasteten und p'' bei breiteren, stärker belasteten Fundamenten festzustellen, so beschaffen, daß in beiden Fällen ein gleiches Maß des Setzens eintritt.

Es wird dann $p'' < p'$. Unter dem breiten, schwerer belasteten Fundamente wird der Druck weiter in die Tiefe hinabreichen, dort würde für $p'' = p'$, wie man bisher meist vorschlug, das schwerer belastete, breitere Fundament sich zu stark setzen, was zu vermeiden ist. Man erreicht ein gleichmäßigeres Setzen, wenn man $p'' < p'$ wählt. — Über solche im Dezember 1905 ausgeführte Belastungsproben beabsichtige ich in der Deutschen Bauzeitung 1906 zu berichten.

3. Sicherheit der Bauwerke gegen das Ausgleiten bei seitlichem Schub.

a) *Reibung an der Fundamentsohle.*

Zwischen nicht zu glattem Mauerwerk in Berührung mit Erdboden ist die Reibung etwa so wie zwischen Boden und Boden. Eine entstehende Rutschfläche verläuft an der Mauerfläche entlang und teilweise durch den Boden, so daß kleine Vertiefungen im Mauerwerke mit Boden gefüllt bleiben. Dieser wandert mit der Mauer, wenn eine horizontale Kraft H dieselbe verschiebt, vgl. die Abb. 67. In der Formel für den Reibungswiderstand $W_1 = k \cdot D$ ist k der Reibungsbeiwert; er bezeichnet den Meistbetrag möglicher Reibung für Boden an Boden. Es ist

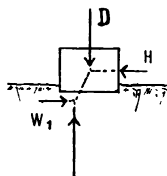


Abb. 67.

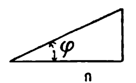


Abb. 68.

$$k = \tfrac{2}{3} \text{ für gewöhnlichen Boden über Wasser und}$$
$$k = \tfrac{1}{2} \text{ für Sandboden im Grundwasser.}$$

Bei lehmigem Boden nimmt dieser Reibungskoeffizient k kleinere Werte an.

Der Beiwert k ist gleich der Tangente des Reibungswinkels φ (vgl. Abb. 68):

$$k = \frac{1}{n} = \operatorname{tang} \varphi.$$

$$W_1 = \operatorname{tang} \varphi \cdot D.$$

$$\text{Für } \varphi = 33^0\,40' \text{ wird } \operatorname{tang} \varphi = k = \tfrac{2}{3}$$
$$\text{,, } \varphi = 26^0\,35' \text{ ,, ,, } \varphi = k = \tfrac{1}{2}.$$

Bei nassem Lehmboden ist $\varphi = 17^0$ (vgl. meine Erddruck-Tabelle S. 8 unter 4). Es ist dann $k = \operatorname{tang} 17^0 = 0{,}305$ oder rund $\frac{3}{10}$.

In allen Fällen $H < k \cdot D$ gleitet der durch die Horizontalkraft H angegriffene Körper nicht. Vergrößert man H, dann wächst dementsprechend auch der Bodenwiderstand W, welcher als Reaktion von H dieser aktiven Kraft immer an Größe gleich ist; er wächst mit wachsendem H so lange bis der Grenzwert $W_1 = k \cdot D$ errreicht ist. Jetzt herrscht noch Gleichgewicht zwischen den treibenden und widerstehenden Kräften. Die geringste weitere Vergrößerung der Kraft H verursacht ein Gleiten.

b) *Mittel zur Sicherung des Bauwerks gegen Gleiten.*

α) Bei massiven Fundamenten.

Die Sicherung der Bauwerke gegen Ausgleiten ist naturgemäß von derselben Bedeutung wie die Sicherung gegen vertikale Verschiebung oder gegen Bruch des verwendeten Baumaterials. Merkwürdigerweise ist die Frage nach dem Grade erforderlicher Sicherheit gegen Gleiten in der Technik aber wenig erörtert. Man begnügte sich bisher nur mit der unbestimmten Angabe, daß die Reibungsgrenze nicht erreicht werden darf. Ein Ingenieur, welcher z. B. geneigt ist, ein Gewölbe zu beanstanden, dessen Sicherheit gegen Bruch des Materiales statt einer geforderten fünffachen vielleicht nur vierfache Sicherheit aufweist, begnügt sich vielleicht bei Beurteilung der Standessicherheit der Widerlager in bezug auf deren Widerstandsfähigkeit gegen Gleiten bei demselben Bauwerke mit nur 1 bis $1^1/_4$ facher Sicherheit. Daher kommt es auch, daß nicht selten Brücken, bei Verwendung flacher Bögen, schadhaft werden oder die Ufermauern weichen. Diese mangelhafte Berechnungsweise ist unhaltbar. Es gilt daher in dieser Hinsicht in Zukunft Vereinbarungen zu treffen. Zwar ist es richtig, daß man bei Annahme der Reibungswerte keiner so großen rechnungsmäßigen Sicherheit bedarf wie bei der Beanspruchung des Materials, da die Reibung im Boden durch anhaltenden Druck mit der Zeit etwas zunimmt, hingegen das Material durch Verwitterung nach und nach eine Einbuße an Festigkeit erleidet. Aber es ist anderseits zu beachten, daß man sich doch in der Wertschätzung des Bodens erheblich täuschen kann. Unter der vielleicht rauhen Bodenoberfläche können etwas glattere Schichten liegen. Lehmiger Boden ist, wenn trocken, oft sehr hart. Er wird aber durch Hinzutreten von Wasser schlüpfrig. Auch kann die Druckverteilung etwas anders ausfallen als die Berechnung angab. Wollen wir vor einer gelegentlichen unangenehmen Überraschung geschützt bleiben, dann müssen wir hinreichend weit

von jener Gefahrgrenze entfernt bleiben, deren geringste Überschreitung einen Unfall im Gefolge hat. Nach meiner Ansicht darf daher eine horizontal verschiebende Kraft nur bis zum Werte

$$H = \frac{1}{1^3/_4} W_1 = \frac{1}{1^3/_4} k_1 \, D$$

zugelassen werden. Es muß also bei gewöhnlichem Boden über Wasser ($\varphi = 33^0\ 40'$) $H \leqq 0{,}38\ D$ bleiben und bei Sandboden unter Wasser ($\varphi = 26^0\ 35'$) $H \leqq 0{,}28\ D$ sowie bei nassem Lehmboden ($\varphi = 17^0$) $H \leqq 0{,}17\ D$, da

$$\frac{1}{1^3/_4} \cdot \tfrac{2}{3} = 0{,}38 \text{ und } \frac{1}{1^3/_4} \cdot 0{,}305 = 0{,}17;$$ vgl. S. 71.

Erreicht H jene Werte, dann ist die rechnerisch ermittelte Sicherheit eine $1^3/_4$fache, erreicht H jene Werte nicht, dann ist die Sicherheit größer.

Bei Bestimmung der Auflast D ist zu beachten, daß für Bauteile unter Wasser der Auftrieb des letzteren mit 1000 kg für je 1 cbm des Mauerwerkvolumens in Abzug zu bringen ist.

β) Sicherung bei Gründung auf Pfählen.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß die Verwendung eines Pfahlrostes besondere Vorsicht fordert. Bei Auftreten eines Druckes D, welcher nur wenig schräger gerichtet ist als die Pfahlneigung $1 : n$, biegen sich die Pfähle nach außen. Sie drehen sich jeweis um einen im Erdreich liegenden Punkt P und richten sich dabei etwas auf. Auch der auflastende Mauerkörper wird somit angehoben, so daß dieser nicht mehr auf den Erdboden drückt. Die Reibung ist dort dann aufgehoben. Das Fundament ist so gegen seitliche Verschiebung nicht hinreichend geschützt.

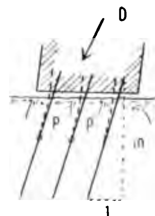


Abb. 69.

γ) Die Widerlagerplatte
(vgl. Abb. 70).

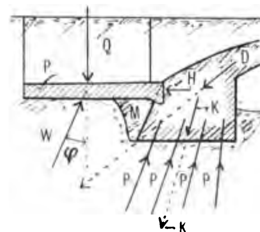


Abb. 70.

Da der Umstand häufiger hervortritt, daß ein Fundament sehr wohl fähig ist, die auftretende vertikale Belastung mit Sicherheit aufzunehmen, gegen horizontale Verschiebung aber doch nicht hinreichend großen Widerstand bietet, so habe ich mir in der Kon-

struktion der Widerlagerplatte ein Aushilfsmittel erdacht. Die Konstruktion ist im Sommer 1903 zum Patent angemeldet und bei einigen Brücken zur Anwendung[1]) gelangt.

Man zerlegt den angreifenden Druck *D* in eine Kraft *K* und einen Horizontalschub *H*. Die Kraft *K* bemißt man so, daß sie am Fundament mit Sicherheit aufgenommen werden kann. In Abb. 70 ist *K* der Größe und Lage nach gleich der Resultierenden, aus den Pfahlkräften *P* gebildet, der Richtung nach naturgemäß entgegengesetzt verlaufend. Durch Zusammensetzung von *D* mit jener Summe aller *P*-Kräfte erhält man also *H*. Dieser Horizontalschub ist nun in die Platte *P* zu leiten, welche auf gewachsenem Boden aufliegt. Der Raum *M*, welcher vielleicht als Fundamentgrube mit ausgehoben war, ist mit Magerbeton oder sehr festgestampftem Boden auszufüllen. Die Platte ist so stark zu machen, daß ihr Druck etwa 20 kg/qcm Horizontaldruck, veranlaßt durch den Schub *H*, nicht überschreitet. Eine Knickgefahr wie bei Mauern liegt für diese Tafel nicht vor, da sie von oben und unten her eingespannt ist.

Die Auflast an Erdreich ist nun so groß zu wählen, daß dieses, vermehrt um das Gewicht der Platte, zusammen als *Q* bezeichnet, den erforderlichen horizontalen Reibungswiderstand tang. φ *Q* erzeugt. Hierin bedeutet φ den Reibungs- oder Gleitwinkel. Dieser ist im Meistbetrage bei gewöhnlichem Boden etwa 0,66 · *Q*. Um aber mit Sicherheit zu rechnen, fordern wir (vgl. S. 95):

$H \leqq 0{,}38\ Q$ bei gewöhnlichem Boden über Wasser,

$H \leqq 0{,}28\ Q$ bei sandigem Boden unter Wasser.

Man hat auch dann schon mit der Reibung für Boden unter Wasser zu rechnen, wenn der Grundwasserspiegel dieselbe zwar nicht erreicht, aber doch bis in die Nähe derselben ansteigen kann.

4. Die Sicherung gegen das Kippen bei seitlichem Schub.

Die Berechnung des Kippmomentes und der diesem entgegenstehenden widerstehenden Momente ist im Abschn. *C*, S. 85: „Berechnung der Uferwände“ ausführlich behandelt, auf welchen daher verwiesen sei.

B. Berechnung der Gründung auf Pfahlrost.

1. Pfähle (pieu, pile).

a) *Allgemeines.*

Zur Übertragung des Druckes auf größere Tiefen eignen sich Pfähle besser als Mauerwerk, und zwar Pfähle aus Holz, wo das

1) Zum Beispiel: Brücke über die Glatzer Neiße bei Kosel (Plattenlänge 15 m); Ausführung Frühjahr 1906.

Fundament im Grundwasser liegt und Holz sich daher lange gesund erhält. Für Fundamentpfähle, welche über Wasser reichen, verwendet man neuerdings als Material den Eisenbeton. Da Mauerwerk in seiner Unterfläche nur mit dem Drucke belastet werden darf, welchen der Boden aushält, z. B. mit 2 kg/qcm, erhält man bei minderwertigem Boden zu große Fundamente. Es ist dann viel Boden auszuheben und viel Mauerwerk aufzuführen. Das Holz gerammter Pfähle wird aber bis 30 kg/qcm belastet. Das bedingt eine Verwendung von geringerem Materialvolumen. Daher wird, wiewohl



Abb. 71. Pfahlfundament einer Hafenmauer in Cuxhaven.
Eigene Aufnahme September 1904.

fertig gerammte Pfähle einschließlich Rammarbeit für den cbm etwa 70—120 Mark kosten, der Pfahlbau doch oftmals billiger, besonders da, wo die Zurückhaltung des zudrängenden Grundwassers aus der Baugrube bei Verwendung aufgemauerter Fundamente außerdem noch große Kosten veranlassen würde.

Abb. 71 zeigt schräggerammte Pfähle, auf welche eine Betonmauer als Einfassung eines Hafenbeckens in Cuxhaven gesetzt ist. Vor den Pfählen nach dem Hafen zu ist eine Spundwand gerammt. An derselben wird das Hafenbecken erst später tiefer ausgehoben.

Auf und zwischen die Pfähle kann direkt Beton gestampft werden, oder es wird durch Holme, Querhölzer und Bohlen erst eine

Platte hergestellt (Pfahlrost, radier de pilotis, pilotage, grillage), auf welche man dann das Mauerwerk setzt.

Man rammt die Pfähle durch die oberen weniger tragfähigen Schichten hindurch bis in den festen tragfähigen Boden, z. B. bis in den Sand hinein.

Die Fäulnisgrenze des Holzes.

Bei Verwendung der Pfahlgründung ist, wie schon erwähnt, Bedingung, daß Oberkante Holz unter der Fäulnisgrenze bleibt. Diese liegt in der Höhe des niedrigen Grundwasserstandes und am offenen Wasser im Ebbe- und Flutgebiet etwa 30 bis 40 cm über dem gewöhnlichen Niedrigwasser. Es ist im Sonderfall genauer zu ermitteln, wie hoch das Holzfundament, ohne Schaden zu leiden, hinauf reichen darf. Unter Wasser hält sich das Holz Jahrhunderte hindurch gesund, namentlich dort, wo keine Strömung ankommt. Über Wasser, in Berührung mit Erde fault Holz aber schnell.

Die Tragfähigkeit (port, bearing espacity) eines Pfahles aus gutem Bauholz, hinreichend festgerammt, beträgt für jeden qcm seines Querschnittes etwa 30 kg. Es darf also einem Pfahl von $d = 30$ cm Durchmesser an Last

$$Q = \frac{d^2 \pi}{4} \cdot 30 = \frac{30 \cdot 30 \cdot 3{,}14}{4} \cdot 30 = 21195 \text{ kg} \sim 21\, t$$

zugemutet werden. Dreifache Sicherheit ist dann erreicht.

Außerdem ist die Bedingung zu erfüllen, daß der Boden dem Pfahldruck widersteht. Um das zu erkennen, mißt man das Eindringen des Pfahls bei den letzten zehn Schlägen, alsdann die Rammformel V A 1 S. 65 benutzend. Siehe auch das ausgerechnete Beispiel in Abschnitt IX: Rammungen.

b) *Beanspruchung auf Biegung.*

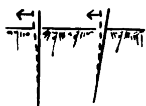


Abb. 72.

Einer seitlichen Kraft widerstehen sowohl gerade als auch schräge gerammte, unbelastete Pfähle nur bis zu einem mäßigen Betrage. Die Pfähle biegen sich, auch brechen sie ziemlich leicht ab; Abb. 72. Vgl. die von Sandemann angestellten Untersuchungen (Handb. d. Bauk. III 1. Der Grundbau von Brennecke S. 137—139).[1] Die gerammten Versuchspfähle sind unbelastet. Am Kopfe derselben greift eine horizontale Zugkraft an. Beispiel Spalte 7:

---

1) Die Tabellen S. 138 u. 139 gehören zusammen, erstere beschreibt die Versuchskörper, letztere die Versuchsergebnisse. Am Kopfe der ersteren Tabelle

Ein Pfahl 32/32 cm stark in Sandboden 7,47 m tief eingerammt, wird am Kopf 0,15 m über Geländeoberfläche durch einen horizontalen Zug beansprucht. Er folgt am Kopfe bei $2\,t$ Zug um 3 mm in Richtung des Zuges. Bei $10\,t$ des Zuges weicht der Pfahl schon 28 mm aus. Für Brückenwiderlager ist unter Umständen ein seitliches Ausweichen um nur 3 mm schon nachteilig. Um das mit vierfacher Sicherheit zu vermeiden, dürfte man in diesem Falle nicht einmal $\frac{2}{4} = \frac{1}{2}\,t$ Seitenkraft zulassen.

c) *Schrägpfähle*

widerstehen einer Schrägkraft K in axialer Richtung ebenso, wie gerade Pfähle einer vertikalen Kraft, vgl. Abb. 73 Pfahl I. Fällt die angreifende Kraft K nicht in die Pfahlachse, so ist künstlich eine vertikale Kraft D hinzuzufügen, und zwar von der Größe, daß die entstehende Resultierende R nun doch in der Pfahlachse verläuft (vgl. Abb. 73 Pfahl II, III und IV). Bei Pfahl II ist die ursprünglich angreifende Kraft schräg, bei III und IV horizontal gedacht. Bei II und III ist künstlich eine Druckkraft D hinzugefügt (vgl. z. B. die Ufermauer in Frankfurt a. O. hier Abb. 101). Im Falle IV besteht die hinzugefügte Kraft in einem vertikalen Zuge Z. In Fall V ist ein schräger nach hinten gerichteter Zug gewählt. Der benötigte Zugwiderstand dieser Verankerung fällt im letzteren Falle kleiner aus, etwa nur halb so groß wie bei Fall IV (vgl. die Gründung von Hafenmauern und Bollwerken der Hafenerweiterung zu Bremerhaven von Rudloff).[1])

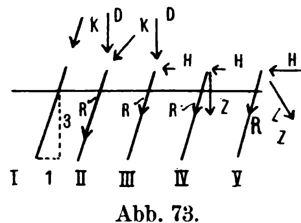


Abb. 73.

Ein gut gerammter Schrägpfahl von 30 cm Durchmesser, 1 : 3 geneigt (vgl. I Abb. 73), hält unter diesen Umständen eine horizontale Komponente der Gesamtbeanspruchung R aus von

$$H = \frac{R}{3} = \frac{21}{3} = 7\,t.$$

Fehlt die Vertikalkraft hingegen wie in Abb. 72, dann sinkt die erlaubte Horizontalbeanspruchung auf etwa $^1/_2$ bis $1\,t$ im Fundament eines massiven Bauwerks und vielleicht auf $2\,t$ bei Holzkonstruktionen

ist statt Versuch: Versuchsstück zu lesen. So sind z. B. mit dem in Spalte 6 oder 7 bezeichneten Versuchsstück (5 oder 6 benannt) je 4 Versuche angestellt, deren Ergebnisse in der zweiten Tabelle in Spalte 6 und 7 aufgeführt sind. Diese weist daher je vier Unterabteilungen auf.

1) Siehe die Anmerkung S. 67.

hinab. Letztere sind gegen Verbiegungen weniger empfindlich, so daß man bei Holzbauten ein mäßiges, seitliches Ausweichen in Sonderfällen zulassen darf.

Über Mittel zur Erzielung der künstlich erzeugten Hilfskräfte D und Z bei Verankerungen vgl. Handbuch der Baukunde III, 1, Grundb. b. S. 142.

2. Der Pfahlrost.

Man erreicht die erforderliche Sicherheit gegen Kippen am einfachsten durch eine geböschte Anlage der Vorderseite des Bauwerkes und durch schräge Stellung der tragenden Pfähle. Genügt das noch nicht, um die Schlußresultierende in die Richtung der Pfähle zu zwingen, dann bringt man hinter der Uferwand noch eine Hilfslast Q an, welche, entgegen dem Bestreben des Erddrucks E die Wand nach rückwärts drehen möchte. Die Hilfslast Q ist in Abb. 74 durch das Gewicht vom Erdboden gegeben, welcher unten auf Bohlen auflastet. Die Bohlen ruhen auf dem Schrägpfahl S von der Neigung 1 : 3, so daß in diesem Pfahl eine Horizontalkomponente $H = \frac{Q}{3}$ entsteht, welche durch die Querhölzer nach Punkt P übertragen wird. Hier vereinigt sich H mit der Drucklinie D und knickt diese nun so schräg abwärts, daß sie in die Pfahlrichtung fällt. Es bleibt bei dieser Berechnung noch zu beachten, daß nicht der volle Betrag H den Punkt P erreicht, sondern daß die Spundwand Erddruck erhält und, als Balken wirkend, einen Teil dieser Seitenkraft auf ihr oberes Auflagerende abgibt. Dieser Teil an Erddruck wirkt in der Abb. 74 nach links, während H nach rechts wirkt, er geht also von H in Abzug.

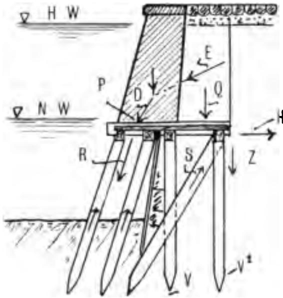


Abb. 74.

Wie sich die Größe des Erddruckes unter dem vorspringenden Bohlenbelag des Holzfundamentes für die Spundwand gestaltet, ist in den Erddruck-Tabellen § 19, S. 95—99 eingehend behandelt. Die Forderung 2) S. 121 d. Tab. bedingt, daß die Schlußresultierende R nur für Fall II in die Richtung der vorderen Schrägpfähle fallen darf, d. h. wenn mit einem Mehrfachen des Erddruckes E, z. B. mit $1^1/_2\,E$ gerechnet wird. Für Berechnungsfall I steht die Resultierende steiler. Damit aber bei Unterschreitung des Wertes $1^1/_2\,E$ die Wand sich nicht rückwärts hinüber legen kann, werden auch einige Vertikalpfähle V in größeren Abständen geschlagen.

Es wird ausreichen, für Fall II mit $1^1/_2 E$ zu rechnen, da die Pfähle immerhin etwas Bruchfestigkeit besitzen, wodurch die Sicherheit gegen Kippen noch erhöht wird.

Die Wirkung des Schrägpfahles S läßt sich noch dadurch erhöhen, daß man den Vertikalpfahl V' gegen Zug oben mit dem Schrägpfahl S verbindet, so daß Schrägpfahl S sich nicht aufrichten kann, ohne Pfahl V' aus der Erde herauszuziehen (vgl. die Konstruktionen Abb. 101 u. 104—107). Führt man die Berechnung dabei mit $1^1/_2$ oder $2\,E$ durch, dann darf man für den Schrägpfahl S (Abb. 74) und die anderen Schrägpfähle den anderthalbfachen Druck zulassen als üblich ist, da der Wert $1^1/_2\,E$ oder $2\,E$ nur ganz ausnahmsweise wirklich auftritt, wenn nämlich die Beurteilung des Bodens und daher auch die Wahl des angegebenen Wertes E nicht zutreffend waren.

3. Die Holzverbindungen am Pfahlrost[1]) (pilotage, grillage).

Die Verbindung der einzelnen Bauglieder zu einem starren Ganzen, die richtige Durchbildung der Knotenpunkte ist für die Bauweise in Holz von derselben Bedeutung wie bei Eisenkonstruktionen. Wegen der Eigenschaft des Holzes zu spalten und einer Beschränkung in der Form der Baustücke aus Holz fallen Holzverbindungen nicht so klar und einwandfrei aus wie Verbindungen in Eisen. Um so größere Sorgfalt sollte der Konstrukteur daher auf die richtige Durchbildung der Holzverbindungen verwenden. Im Gegensatz hierzu herrscht die Gewohnheit, diese Verbindungen weder genau zu zeichnen noch zu berechnen, sondern dies einfach der Ausführung zu überlassen. Allerdings wird ja zwar vielfach die kunstgerechte Verbindung in einfachen Fällen schon durch das Handwerk erreicht. Überall dort aber, wo nicht nur vertikale Kräfte, sondern auch Beanspruchungen auf Abscheren, Bruch und Zug in Frage kommen, ist eine sorgfältige Durchbildung und Berechnung der Verbindung vom Ingenieur vorzunehmen.

Kiefernholz darf wie folgt beansprucht werden:

Auf Zug	100	kg/qcm
„ Druck in der Faser	60	„
„ Druck bei Rammpfählen desgl.	30	„
„ Druck quer zur Faser	15—25	„
„ Abscheren mit der Faser (d. h. so wie das Holz spaltet)	10	„

1) Über den Pfahlrost siehe Hagen, Teil 1, Tafel 13 u. 14, und Breymann, Teil 2, Konstruktionen in Holz.

Bei Verwendung dieser Zahlen erreicht man für trockenes Holz im gesunden Zustande 4—6 fache Sicherheit. Da aber Holz, welches dauernd unter Wasser liegt, sich in einem weichen, aufgequollenen Zustande befindet, ist die Festigkeit hier weit kleiner.

Besonders ist die Scherfestigkeit des Holzes klein; sie ist zudem unsicher, da das Holz oft rissig ist. Die Festigkeit auf Abscheren läßt sich allenfalls mittels Bolzen durch die also erzeugte Reibung erhöhen.

Beispiel: Der vordere Haken der Zange (Abb. 75) wird durch die Kräfte K in der Fuge α—β mit $K = 4\,t$ auf Abscherung beansprucht. Die erforderliche Größe der Scherfläche beträgt mithin

$$F = \frac{4000 \text{ kg}}{10 \text{ kg/qcm}} = 400 \text{ qcm}.$$

Bei 20 cm Breite der Zange müßte das vorstehende Ende α—β also auch 20 cm lang sein.

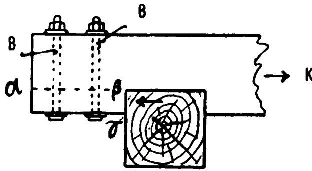


Abb. 75.

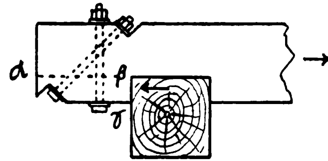


Abb. 76.

Hängt nun die Sicherheit der Konstruktion von der Haltbarkeit dieser Holzverbindung ab, dann darf man sich aber auch nicht einmal auf eine Scherfestigkeit von 10 kg/qcm verlassen. Es kann das Holz infolge von zufällig hinzutretenden Einflüssen längs α—β spalten. Die Sicherheit kann nun trotzdem gewahrt werden, wenn man die in Abb. 75 gezeichneten Bolzen B hindurchzieht und diese so auf Zug beansprucht, daß die Gleichung erfüllt wird:

$$Z \cdot f = K$$
$$Z = \frac{1}{f} \cdot K.$$

Hierin bedeutet f den Reibungskoeffizienten von splitterigen Hölzern; $f = 0{,}6$ und Z die Zugkraft oder Längsspannung in den Bolzen.

$$Z = \frac{1}{0{,}6} \cdot K$$
$$F_1 = \frac{Z}{S} = \frac{1}{1000 \cdot 0{,}6 \text{ kg/qcm}} \cdot K$$
$$F_1 = \frac{K}{600} = \frac{4000}{600} = 6{,}66 \sim 7 \text{ qcm}.$$

Hierin bezeichnet F_1 die Summe der Querschnitte beider Bolzen. Die Zugbeanspruchung S der Bolzen muß den Wert $S = 1000$ kg/qcm erreichen, wenn die benötigte Reibung wirklich erzielt werden soll. Da nun das Holz an den Bolzenköpfen vom Wasser leicht angegriffen wird, kann die Spannung der Bolzen verloren gehen. Daher ist es besser, den einen Bolzen schräg, etwa unter 45°, zu setzen, damit nicht nur die Reibung, sondern direkt die Horizontalkomponente des Bolzenzuges die in der Ebene α—β wirkende Scherkraft aufnimmt.

Die Größe der Überkämmung, Fläche „$\beta\ \gamma$", berechnet sich wie folgt: Es ist zu machen $f = \frac{K}{60} = \frac{4000}{60} = 66^2/_3$ qcm und bei 20 cm Breite der Zange

$$\beta\ \gamma = \frac{66^2/_3}{20} = 3^1/_3 \text{ cm.}$$

Man wählt das Maß der Überkämmung aber besser etwas größer als $3^1/_3$ cm, z. B. gleich 5 cm, da die Kante bei γ vielleicht nicht scharf ausgebildet ist oder nicht fest anliegt.

Bei Kaimauern, an welchen Schiffe anlegen, darf die Zange vorn nicht weit vorstehen. Das Maß s, Abb. 77, ist klein zu halten, obwohl der Haken, den das vordere Zangenende bildet, hinreichend lang sein muß. Um dieses zu erreichen, überkämmt man den Holm dort nicht in voller Breite; vgl. den Querschnitt Abb. 77.

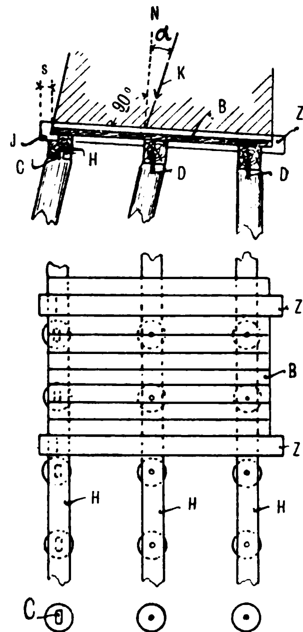


Abb. 77.

Die Pfähle stehen oben fast immer mehr als 70 cm voneinander entfernt, vgl. S. 66. Der Holm H ist auf den Pfählen durch Zapfen C befestigt oder durch eiserne, verzinkte Dübel von $2 \cdot 12 = 24$ cm Länge und 3 cm Durchmesser. Die Zangen werden mit Spitzbolzen, die Bohlen mit Nägeln an den Holmen befestigt. Nägel sollen jeweils nicht weniger als $1^1/_2\ d$ in das untere Holz eindringen, wenn d die Stärke des oberen befestigten Holzes ist.

Der Winkel α, den die in der Mauer wirkende Kraft K mit der Normalen zum Bohlenbelag einschließt, muß kleiner sein als 26°. Man wähle $\alpha \leqq 22°$. Ist K zur Vertikalen stärker geneigt, dann ist entweder die Oberfläche des Pfahlrostes nach hinten abfallend schräge zu gestalten, oder es sind quer zu den Bohlen Längslatten auf die

Bohlen und die beiden nach vorn liegenden Holme zu nageln oder sonstwie ein Gleiten zu verhindern.

Die Zangen sind in Abb. 77 neben den Pfählen angeordnet und nicht über denselben, um das Holz der Holme nicht durch zwei am selben Orte zusammenfallende Verbindungen zu schwächen.

Der Längsverband wird durch die Holme (Langschwellen) bewirkt. Der Stoß erfolgt (vgl. Abb. 78 u. 79)

a) durch das schräge Blatt, oder

b) durch beiderseits aufgelegte und verbolzte Eisenschienen oder

c) durch das Hakenblatt.

Eisenschienen sind auf der am Holze anliegenden Seite rauh zu halten, z. B. zu riffeln, da die Spannung hier durch Reibung übertragen werden soll.

Es ist vor allem wichtig, bei den beiden links und rechts zu äußerst liegenden Holmen auf gute Längsverbindung zu achten, da diese gleichsam als Gurtungen eines horizontalen Versteifungsträgers dienen, während der dazwischen liegende Holm sich nahe der neutralen Achse dieses Trägers befindet. Ein solcher horizontaler Versteifungsträger bewirkt, daß nicht ein kleineres Stück des Fundamentes eine Bewegung nach vorn machen kann, ohne daß die Nachbarteile der Mauer folgen oder jene Bewegung hemmen müssen. Einer Entstehung von Unregelmäßigkeiten in der Bewegung der Mauer wird so begegnet.

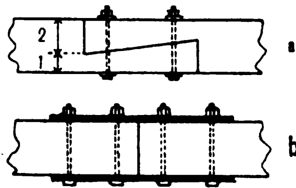


Abb. 78. Schräges Blatt.

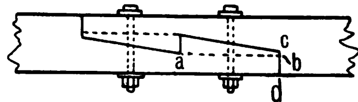


Abb. 79. c Hakenblatt.

Dieselben Gesichtspunkte sind auch für die Ausbildung des Pfahlrostes maßgebend, wenn man die Zangen unter den Holmen doppelt zu beiden Seiten der Pfähle anbringt. Das gute Überkämmen an den Pfählen ist dabei allerdings nicht so sicher zu erreichen. Beispiele einer derartigen Lage der Zangen finden sich bei Bremer Bauten.

4. Bockverbindungen

zur Aufnahme horizontaler Kräfte K sind im Wasserbau von wachsender Bedeutung. Manche ältere Ausführungen sind aber nicht brauchbar. In diesem Punkte können selbst die sonst so vorzüglichen

Angaben von Hagen nicht als Vorbild dienen. Es finden sich bei Hagen im Grundban überhaupt noch keine Bockkonstruktionen. Nur im Teil 3, Tafel 11 und 12, gibt Hagen stützende Schrägstreben. Diese müßten aber mit ihrem Kopfe (Tafel 11) nicht über, sondern unter die Gurtung der Spundwand fassen. Ähnliches gilt von der Skizze Fig. 74 *b*, Tafel 12. An Figur 75 daselbst ist auszusetzen, daß die Schrägstrebe nicht mit einem durch die Spundwand hindurchgehenden Bolzen direkt an diese befestigt ist, sondern erst mit einem Bolzen am Gurtholz, und dieses wieder mit einem anderen an der Spundwand.

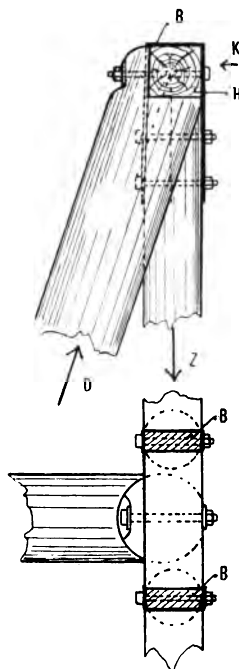


Abb. 80.

Die nebenstehenden Abbildungen 80 bis 84 zeigen empfehlenswerte Bockverbindungen. Jeder gezogene Pfahl der Abb. 80 erhält einen starken, auf der anliegenden Seite tunlichst rauhen Eisenbügel, welcher durch zwei stark anzuziehende Bolzen mit dem Pfahle fest verbunden wird. Die Übertragung der Zugkraft erfolgt durch Reibung und nicht durch die Scherfestigkeit der Bolzen, da diese sich unter Einwirkung einer Scherkraft verbiegen würden. Die Zugpfähle sind nahe an den Druckpfahl zu rücken, damit das Biegungsmoment in dem die Vertikalkraft übertragenden Holm klein bleibt. Der Druckpfahl kann, wenn er hinreichend dick gewählt ist, durch einen einfachen Bolzen mit dem Holm vereinigt werden. Es gilt nur, ein Abrutschen zu verhindern; andernfalls verwendet man auch hier einen eisernen Bügel.

Abb. 81 zeigt eine Vereinigung zweier Pfähle zu einem Bock unter Benutzung eines zwischen die vertikal abgesägten Pfahlköpfe gelegten Eisengitters aus 8 mm Rundeisen. Dieses drückt sich in die Schnittflächen ein und wirkt außerdem noch nach Art von Dübeln. Die Bolzenquerschnitte berechnen sich nach der Formel

$$F = \frac{Z}{600} \text{ qcm (vgl. S. 80).}$$

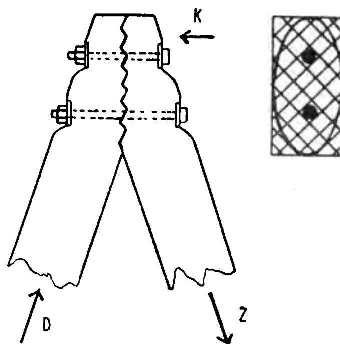
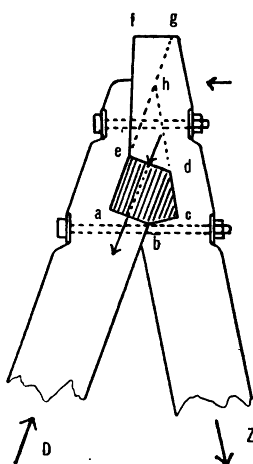


Abb. 81.
Patent Vering.



Abb, 82.

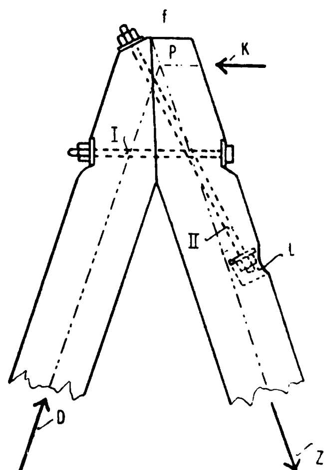
Hierin bedeutet Z die durch Reibung zu übertragende Zugkraft in *kg* und F die Summe der verwendeten Bolzenquerschnitte.

Ob bei der Bauweise Vering wegen der zur Reibung noch hinzutretenden Verdübelung die Bolzenquerschnitte kleiner gewählt werden dürfen, vermag ich ohne Ausführung von Versuchen nicht zu sagen.

Abb. 82 zeigt eine Bockkonstruktion unter Verwendung des Dübels. Die Kräfte am Dübel werden durch die Flächen *e d* und *a b* übertragen, diese sind also hinreichend groß zu machen, so daß für sie der Einheitsdruck $\frac{Z}{f} \leq 60$ kg/qcm ausfällt. Hierin bedeutet Z die im Zugpfahl auftretende Kraft und F die gedrückte Fläche des Dübels, also einmal Fläche *a b* und weiter Fläche *e d.*

Die Fasern des Dübels laufen in der Richtung *a e* und *b d*, nicht etwa quer dazu, vor allen Dingen aber nicht in Richtung *e b.* Der Dübel würde dabei auf Spalten beansprucht. Ebenso falsch wäre es, wollte man den Haken des Zugpfahles nicht hinreichend lang machen, z. B. durch den Schnitt *a g* begrenzen. Die Hakenlänge wäre dann nur *d h.* Ein Abscheren des Hakens *e h d* längs *h d* würde die ganze Verbindung unbrauchbar machen. Punkt *f* muß also hier links liegen von der Flucht- oder Faserrichtung *e g.*

Abb. 83 zeigt eine von mir vorgeschlagene Bockverbindung mit Längsbolzen, welche sich dort mit Erfolg wird verwenden lassen, wo der schräge Bolzen II recht lang sein kann. Punkt *f* soll etwa in der Mittellinie des auf Zug beanspruchten Pfahles liegen.



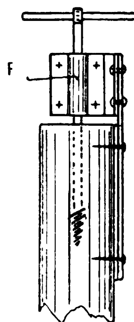


Abb. 83.
Gradführung des Bohrers.

Das Ackerloch *L* soll nicht größer sein, als es die Unterlegscheibe fordert; es ist als Höhlung auszustemmen, um den Pfahl nicht unnötig zu schwächen. Die Bolzenrichtung ist außen am Pfahl aufzureißen. Der Bohrer geht in einer Gradführung *F*, welche an den Außenriß angepaßt wird.

Die Pfahlmittellinien und die angreifende Horizontalkraft sollen sich etwa in einem Punkte *P* schneiden.

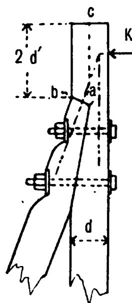


Abb. 84. Schräger Versatz.

Abb. 84 gibt eine andere Knotenpunktsverbindung. Es ist dafür zu sorgen, daß kein Abscheren des Holzes in der Faserrichtung *a c* statthabe. Diese Strecke ist hinreichend lang zu machen. Greift der Schrägpfahl mit seiner schrägen Versatzung bis Mitte Gradpfahl, und rechnet man als Reibungsdruck 100 kg/qcm, hingegen auf Abscheren nur 16 kg, dann folgt, daß die Scherfläche *a c* sechsfach größer sein muß als die Stirnfläche *a b*. Damit am geschwächten Punkt bei *a* der Gradpfahl nicht abbricht, muß die angreifende Horizontalkraft durch den Schnittpunkt der strichpunktierten Linien gehen, von denen die eine, die schräge Druckkraft darstellend, den Schwerpunkt der Stirnfläche des Schrägpfahles trifft, die andere die gerade Zugkraft durch den Schwerpunkt der neben *a* verbleibenden Querschnittsfläche des geraden, gezogenen Pfahles geht.

5. Pfähle aus Eisenbeton

siehe den Abschnitt IX: Rammungen, Abb. 166 und den Abschnitt V *C*: Ufermauern, Abb. 105.

C. Berechnung der Uferwände.

1. Der zu fordernde Sicherheitsgrad.

Während es nur höchst selten vorkommt, daß Brückenbauten, insbesondere Balkenträger, den an sie gestellten Anforderungen der Sicherheit nicht entsprechen, sind an Uferbauten weit häufiger Mißerfolge zu verzeichnen gewesen. Es ist vorgekommen, daß eine Ufermauer sich am Kopf vornüberneigte, d. h. kippte, sich gegen das Wasser hin gleitend verschob, also wanderte, oder am Fuß mit dem vorgelagerten Erdreich auswich. Der Ursachen dafür sind mehrere:

a) *Festsetzungen über Berechnung der Bauwerke gegen Kippen.*

(Berechnungen mit vergrößert angenommenem aktiven Erddruck.)

In erster Linie fehlen für den Uferbau irgendwelche amtlichen Vorschriften, freie Vereinbarungen oder Gepflogenheiten über den zu erstrebenden Sicherheitsgrad des Baukörpers gegen die angeführten drei Arten von Schädigungen. Häufig begnügt man sich damit einfach nachzuweisen, daß bei dem Auftreten der Meistwerte der zu erwartenden angreifenden Kräfte die Materialbeanspruchungen der Bauteile nicht zu groß ausfallen. Eine solche Berechnungsweise genügt aber dort nicht, wo Kräfte in Frage kommen, welche auf Umkippen wirken. Hier wachsen die Materialbeanspruchungen nicht immer in gleichem Verhältnis mit der Größe der angreifenden äußeren Kraft, wie das für Balkenträger bei Brückenbauten zutrifft, sondern schneller. Es kann unter Umständen die Kantenpressung den Wert unendlich erreichen, wenn die auf Kippen wirkende angreifende Kraft auf den $1^1/_2$ fachen oder zweifachen Wert gestiegen ist.

In meinen Erddrucktabellen[1]) habe ich daher S. 121 und 122 unter 2. die Bedingung gestellt: Stützwände dürfen einer Zerstörung erst dann durch Bruch des Materials, durch Kippen oder Nachgeben des Erdbodens anheimfallen, wenn der aktive Erddruck sich auf das Zweifache des Meistwertes seines zu erwartenden Betrages gesteigert hat. Ob im Sonderfall unter diese Sicherheit hinabgegangen oder über diesen Wert hinausgegangen werden soll, ist nach den örtlichen Verhältnissen und dem Grad der Schädigung zu entscheiden, die ein Mißerfolg nach sich ziehen würde. Bei Brückenbauten fordert man drei- bis vierfache Sicherheit, daher erscheint hier die Forderung zweifacher Sicherheit als nicht zu groß gewählt. Eisenkonstruktionen fallen meistens der Zerstörung anheim, wenn die Materialbeanspruchung sich der Fließgrenze des Eisens nähert. Diese liegt etwa bei 3300 kg/qcm. Eine mit 1200 kg/qcm Eisenbeanspruchung berechnete Konstruktion besitzt daher noch 2,75 fache Sicherheit, wofern keine Fehler der Ausführung, Konstruktion und Berechnung vorliegen.

b) *Sicherung gegen Ausgleiten.*

In ähnlicher Weise sind hinfort Festsetzungen erforderlich, welche die gegen ein Ausgleiten der Wand benötigte Sicherheit behandeln.

---

1) M. Möller, Erddrucktabellen, Verlag von S. Hirzel, Leipzig; der neuerdings herabgesetzte Preis beträgt (gebunden) 4 Mark.

Es sind daher tunlichst einfache Methoden auszubilden, vermöge derer der Gleitwiderstand des örtlich vorhandenen Bodens, auf welchen die Wand sich aufsetzt, gemessen wird.

Man kann dazu z. B. eine leichte Platte *P*, vgl. Abb. 85, benutzen, deren Unterfläche so rauh ist wie der in Frage kommende Bauteil. Die Platte legt man auf den unter Zuhilfenahme einer Wasserwage horizontal geebneten Boden, welcher, wenn er später naß werden kann, bei der Untersuchung auch naß sein muß. Gegen eine Vertiefung oder gegen einen Vorsprung der Platte stützt sich ein Stab, dessen Spitze *A* ein Gelenk darstellt. Der Stab erhält oben ein leicht drehbares Gelenk *B* und einen Handgriff *G*. Ohne die Stange *AB* selbst zu gebrauchen, drückt man mit Hilfe des Handgriffes in schräger Richtung gegen die Platte. Dabei verläuft der entstehende Druck *D* wegen der beiden Gelenke *A* und *B* im Stabe in Richtung *BA*. Man beginnt mit steiler Stellung, allmählich in eine geneigtere Stablage übergehend. Mit Hilfe des Lotes *L* mißt man zum Schluß diejenige Stabneigung $\frac{x}{y}$, bei welcher ein Ausgleiten der Platte beginnt. Aus der Größe des ausgeübten Druckes *D* und dem Gewicht von Platte und der Hälfte des Stabes als Auflagerdruck in *A* (zusammen mit *Q* bezeichnet) findet man bei Auftragung des Kräfteplanes durch die Resultierende *R* die Lage derjenigen Druckrichtung, welche ein Ausgleiten der Platte bewirkt. Der Sicherheit halber ist hernach nur mit der Kraftrichtung *K* als erlaubte Richtung der Bodenpressung zu rechnen, für welche die Horizontalkomponente $H = \frac{J}{2}$ ist. Darin bedeutet *J* die Horizontalkomponente von *R*.

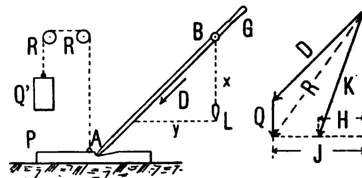


Abb. 85.

Wofern die Größe des Druckes *D* nicht gemessen oder geschätzt werden kann, und das Gewicht *Q* nicht als geringfügig vernachlässigt werden darf, ist dasselbe durch ein Gegengewicht $Q' = Q$ vermittelst eines Seiles und der Rollen *R* wirkungslos zu machen. Es kommt dann nicht in Betracht.

Die Untersuchung ist mit einer so großen Kraft *D* auszuführen, daß ein geringfügiges Anhaften der Platte, durch das Kleben am Boden veranlaßt, wirkungslos ist. Solches ist zu fordern, da dieses Anhaften nicht mit zunehmenden Werten *D* wächst, sondern eine von *D* unabhängige Kraft darstellt. Eine Unsicherheit, welche durch

diese Adhäsion bedingt ist, wird beseitigt, wenn man denjenigen Einheitsdruck an der Plattenunterfläche erzeugt, welcher am Bau etwa wirklich auftritt.

c) *Festsetzungen über die Grenze der Auswertung des passiven Erddrucks.*

Schließlich sind hinfort Festsetzungen erforderlich über die Größe des in Ansatz zu bringenden passiven Erddrucks. Es ist zu fordern, daß eine Zerstörung der Wand nicht eintritt, wenn der passive Erddruck nur $\frac{2}{3}$ des zu erwartenden Betrages erreicht, daß also bei Ansatz der einfachen Werte aller übrigen, d. h. angreifenden Kräfte, und einer Auswertung des passiven Erddrucks bis zu $\frac{2}{3}$ seines berechneten Mindestbetrages die Wand weder kippt noch gleitet, und daß dabei auch die Materialbeanspruchungen in den üblichen Grenzen bleiben. Heute begnügt man sich bisweilen damit, das Gleichgewicht der angreifenden und passiven Kräfte nachzuweisen, rechnet also ohne Sicherheit. Dabei ist allerdings zu beachten, daß der wahre Wert des passiven Erddrucks größer ist als der Rechnungswert. Es wird also bei Annahme eines Gleichgewichtes der Kräfte, also bei rechnerisch fehlender Sicherheit, doch in Bezug auf den passiven Erddruck in Wirklichkeit meistens ein unbekannter Überschuß vorhanden sein. Immerhin ist es auffallend, daß man sich hier wenigstens rechnerisch oft mit dem Sicherheitsfaktor „Eins" begnügt, während man bei demselben Bauwerk in Bezug auf die Materialfestigkeit mehrfache, ja bei Mauerwerk fünf- bis zehnfache Sicherheit fordert. Es liegt da tatsächlich eine vielfach zur Gewohnheit gewordene Abweichung gegenüber der sonst überall erstrebten großen Sicherheit der Ingenieurbauten vor.

Durch Berechnungen lassen sich nur diejenigen Werte angeben, welche der passive Erddruck, wenn er voll ausgewertet ist, bei gegebenen Reibungsverhältnissen, d. h. gegebenem Böschungswinkel φ keinesfalls unterschreitet. Die Wirkung der Bodenfestigkeit (Kohäsion) ist in den Berechnungen, z. B. in meinen Erddrucktabellen, als unbekannt außer Acht gelassen; sie kann unter Umständen die Größe des passiven Erddrucks bedeutend steigern; sie kann aber auch unter Umständen zeitweise fast verloren gehen, z. B. für lehmigen Boden bei Zutritt von Wasser oder hei Eintritt von Bewegung im Boden. Wenn der Nachweis eines größeren Wertes des passiven Erddrucks nicht sicher erbracht ist, wird man sich auf diejenigen Minimalwerte zu stützen haben, welche die Berechnung unter alleiniger Zugrundelegung der Reibung ergibt.

Eine praktische Festlegung der Größe des passiven Erddrucks durch Versuche ist übrigens keine einfache Aufgabe. Es muß durch Aufgrabungen, seitlich des Versuchsfeldes vorgenommen, der Zusammenhang zwischen der Versuchsstrecke und dem angrenzenden Erdreich beseitigt sein, bevor die Untersuchung begonnen wird. Das ist bei Gelände unter Wasser aber meistens kaum ausführbar. Derartige Versuche, auch wenn sie in beschränktem Umfange ausgeführt werden, bereichern unsere Erfahrung immerhin, sofern über alle Nebenumstände genau berichtet wird, so daß dem Leser durch Wort und Bild die Vorgänge so klar dargelegt werden, wie wenn derselbe den Versuchen selbst beigewohnt hätte. Es ist zu beachten, daß wir die Technik nicht nur beherrschen sollen wie der Gelehrte eine Wissenschaft, sondern wir sollen das Wissen auch zweckmäßigst anwenden, und da genügt es nicht, daß irgendwer einmal eine Feststellung gemacht hat. Es ist vielmehr erforderlich, daß wir persönlich unsere Erfahrung bereichern. Und das ist nur durch gelegentlich ausgeführte praktische Versuche möglich. Diese sind selbst dann von bildendem Wert, wenn sie Wiederholungen bieten und weniger die Wissenschaft an sich, sondern nur den praktischen Blick der mitwirkenden Personen erweitern.

Festsetzungen über die im einzelnen zu fordernde Sicherheit werden dazu beitragen, den Vergleich des wirtschaftlichen Wertes von Konstruktionen überhaupt erst zu ermöglichen, welche von verschiedenen Ingenieuren entworfen und vorgelegt sind. Heute unterliegt in einer solchen Konkurrenz leicht der vorsichtigere Konstrukteur. Er baut zu teuer, weil sicherer, als ein anderer, der sich mit rechnerisch nur einfacher Sicherheit begnügt oder den Nachweis der Standsicherheit für die Bauteile unter Oberfläche des vorgelagerten Bodens, z. B. unter Sohle des angrenzenden Gewässers, ganz fortläßt.

2. Über den Erddruck.

a) *Richtung des aktiven Erddrucks E.*

Bei breiten Mauerwerkskörpern, z. B. Kaimauern, bildet die Richtung des aktiven Erddrucks mit der Normalen, errichtet auf der Wandrückseite, einen Winkel β, welcher sich nach der Reibung zwischen Wand und Boden richtet. In den Erddrucktabellen ist dieser Winkel β zu $\frac{1}{3}\varphi$ oder in einem zweiten Fall zu $\frac{2}{3}\varphi$ angenommen, wobei φ den Böschungswinkel des Hinterfüllungsbodens bedeutet (vgl. die Erläuterungen S. 45 der Erddrucktabellen).

Bei Stützwänden mit trockenem Hinterfüllungsboden wird Winkel β den Wert φ voll erreichen können. Bei Wänden an Gewässern mit lebhaftem Wechsel des äußeren Wasserstandes wird der Winkel β vielleicht kleiner ausfallen können als $\frac{2}{3}\varphi$ bei starken und rauhen Wänden und als $\frac{1}{3}\varphi$ bei schmalen oder glatten Wänden.[1]) Manche Konstrukteure setzen für Wände am Wasser $\beta = 0$, weil an einer bei wechselndem äußeren Druck sich vor- und zurückneigenden Wand die Reibung zwischen Hinterfüllungsboden und Wand zeitweise ganz in Frage gestellt ist.

Die Werte E, für den Fall $\beta = \frac{1}{3}\varphi$ angegeben, weichen von jenen Werten, Fall $\beta = 0$, nur wenig ab. Durch Beachtung der Unterschiede der in den Tabellen für $\beta = \frac{2}{3}\varphi$ und $\beta = \frac{1}{3}\varphi$ angegebenen Werte E läßt sich der für $\beta = 0$ sich ergebende Wert übrigens leicht auch aus Fall $\beta = \frac{1}{3}\varphi$ durch Schätzung ableiten.

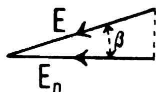


Abb. 86.

Es sei vorgeschlagen für Bohlwände diejenigen Werte des Erddrucks zu benutzen, welche sich aus der Annahme $\beta = \frac{1}{3}\varphi$ ergeben. Es wären folgerichtig aus diesen Werten E jeweils die Komponenten $E_n = E \cdot \cos\beta$ (Abb. 86) abzuleiten, welche normal auf die Wand wirken. Zur Vereinfachung des Verfahrens geschehe dies hier aber nicht im einzelnen, sondern es sei zunächst mit den vollen Werten E, als normal zur Wand stehend, gerechnet. Erst im Endergebnis wird die Multiplikation des abgeleiteten Momentes mit $\cos\varphi$ durchgeführt.

b) *Auftragung des Erddrucks.*

Für die Auftragung des Erddrucks E oder P wird man zweckmäßig meine Erddrucktabellen benutzen. In ihnen sind Werte des Erddrucks für verschiedene Fälle übersichtlich zusammengestellt. Als Darstellung ist die Form gewählt:

$$E = i\,h^2 \text{ kg}.$$

Beiwert i ist aus Spalte g der Tabellen zu entnehmen; h ist die Höhenabmessung (ausgedrückt in Metern) desjenigen Höhenabschnittes der Stützwand, für welchen der Erddruck jeweils ermittelt werden soll.

Beispiel: Es entspricht einem mittleren Wert des Erddrucks der Beiwert $i = 240$. Mithin wird

$E = 240\,h^2$ kg (vgl. Fall 2 S. 3 der Tabellen) und für $h = 4$ m
$E = 240 \cdot 4 \cdot 4$ kg $= 3840$ kg.

1) Vgl. S. 46 (Mitte) der Erddrucktabellen.

Dieser Wert läßt sich als ein Dreieck der Höhe h (Abb. 87) darstellen, da der Inhalt eines Dreiecks auch mit dem Quadrat der Höhe wächst. Es ist nur erforderlich, der Basis s des Dreiecks den Wert $s = 2\,i\,h$ kg zu geben; dann wird der Inhalt des Dreiecks $\frac{h\,s}{2} = \frac{h \cdot 2\,i\,h}{2}$ kg $= i\,h^2$ kg; d. h. gleich dem Erddruck E.

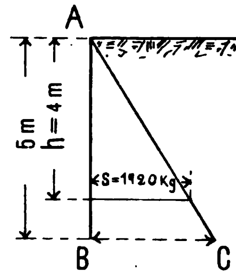


Abb. 87.

Im vorstehenden Beispiel wird also

$$s = 2\,i\,h \text{ kg} = 2 \cdot 240 \cdot 4 \text{ kg} = 1920 \text{ kg}.$$

Diesen Wert trägt man in die Darstellung ein. Es mißt dann der Inhalt des Dreiecks, wie dies gefordert ist,

$$\frac{h\,s}{2} = \frac{4 \cdot 1920}{2} = 3840 \text{ kg}.$$

Als Maßstab der Auftragung des Wertes s wählt man zweckmäßig die Beziehung:

$$50 \text{ kg} = 1 \text{ mm}.$$

Hier wird dann $s = \frac{1920 \text{ kg}}{50 \text{ kg}} \cdot 1 \text{ mm} = 38{,}4 \text{ mm}$. (Abb. 87 ist verkl.).

Man kann sich übrigens die Auftragungen erleichtern, wenn man diese allemal für $h = 5$ m ausführt, einerlei ob man das Erddruckdreieck bis zu dieser Ausdehnung, d. h. bis B—C gebraucht oder nicht. Für $h = 5$ m wird nämlich

$$s = \frac{2\,i\,5 \text{ kg}}{50 \text{ kg}} \cdot 1 \text{ mm} = \frac{2\,i}{10} \text{ mm}$$

und im vorstehenden Beispiel, wo $i = 240$ ist, gleich

$$\frac{480}{10} \text{ mm} = 48 \text{ mm}.$$

Um diese Auftragungen der Werte s ferner noch zu erleichtern, sind die Beträge $2\,i$ in Spalte h der Tabellen aufgeführt. Man findet da S. 3, Fall 2, $s = 480\,h$ kg und trägt mithin für $h = 5$ m als Ordinate $B\,C$ $s = 48{,}0$ mm auf, was also sehr einfach ist.

Es sei noch bemerkt, daß in den Tabellen statt abgerundeter Werte i die unmittelbaren Rechnungswerte aufgeführt sind, um die stufenweise Veränderung der Beträge deutlicher hervortreten zu lassen. Bei Bauausführungen sind weder die Einheitsgewichte des Bodens noch die Böschungswinkel so genau bekannt, als daß es sich verlohnte, feinere Unterscheidungen zu machen. Man wird die Werte

des Erddrucks nach oben hin abrunden, um bequemer rechnen zu können.

Eine Gebrauchsanweisung der Erddrucktabellen ist daselbst S. 26—39 gegeben.

c) *Aktiver Erddruck E über und unter Grundwasser.*

α) Erddruck E' über Grundwasser Fall 1—4.

Über Grundwasserspiegel ist der Hinterfüllungsboden nicht mit Wasser gesättigt. Die Neigung zum Abrutschen ist dort kleiner als unter dem Grundwasserspiegel. Die Fälle 1—3 der Tabellen behandeln diesen Zustand des Bodens über Wasser. Fall 4, gesättigt nasser

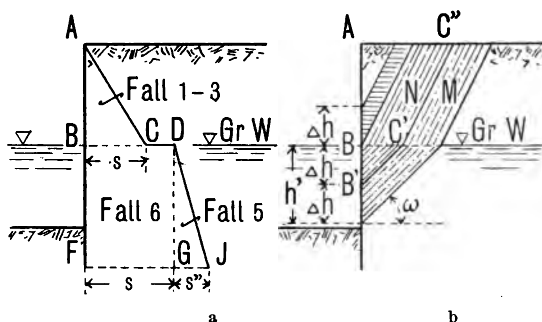


Abb. 88.[1])

Boden über dem Grundwasserstand, ist von theoretischer Bedeutung, da er nur zur Ableitung der Werte Fall 5 dient; er ist gleichwertig mit Fall 6, Unterabteilung 4.

β) Erddruckanteil E'' auf die Wand unter Grundwasser, veranlaßt durch den Boden über Grundwasser, Fall 6.

Unter dem Grundwasser schwimmt der Boden teilweise im Wasser, so daß er leichter abrutscht. Dort übt auch der Boden über Wasser eine größere Wirkung auf ein Wandteilchen der Höhe Δh aus (vgl. Abb. 88 b), da auf der Oberfläche BC' des zum Abrutschen neigenden Keiles $BB'C'$ ein breiterer Streifen des Bodens über Wasser aufruht und abwärts drückt, als das für Wandteile Δh über Grundwasser der Fall ist. Dieser Umstand wirkt dahin, daß in der

1) Für Ordinate FG ist statt s zu lesen s'.

Grundwasserlinie der Erddruck, welcher die Flächeneinheit der Wand, hier einen Quadratmeter, trifft und durch den Wert der Ordinate s (vgl. oben S. 61 der Tabellen) ausgedrückt ist, einen Sprung auf den Betrag $s' = FG$ (Fall 6 der Tabellen) macht. Die dabei vorhandenen mathematischen Beziehungen sind S. 76—80 der Tabellen abgeleitet, während die ausgerechneten Werte der Ordinate s' vorn in den Tabellen unter Fall 6 aufgeführt sind. Sie zerfallen in vier Unterabteilungen, je nachdem der Boden über Wasser mehr oder weniger naß und daher verschieden schwer ist.

Die Ordinate s' hat in allen Tiefen unter dem Grundwasserstande denselben Wert, wenn die Hinterfüllung wie in Abb. 88a und 88b oben horizontal abgeglichen ist, da dann die Bodenmassen über Wasser N, M usw., welche jeweils auf ein Wandelement unter Wasser wirken, für gleiche Werte Δh und also auch für die Einheit der Wandfläche gleich groß sind. Es stellt sich der Erddruckanteil gegen die Wandfläche unter Grundwasser, veranlaßt durch das Gewicht des Bodens über Grundwasser, in diesem Fall also als ein Rechteck $BDGF$ dar (Abb. 88a).

Eine Ausnahme bildet der Fall einer geböschten Hinterfüllung der Oberfläche AC, Abb. 89. Hier wächst s' vom oberen kleineren Wert bei B auf den größeren Wert bei F nach dem Längenverhältnis der Linien L und L' an.

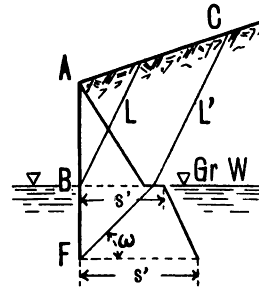


Abb. 89.

γ) Erddruckanteil E''' auf denselben Wandteil unter Grundwasser wie bei β, aber veranlaßt durch das Gewicht des Bodens unter Grundwasser, Fall 5 (Abb. 3 der Tabellen).

Der Boden $BB'C'$, Abb. 88b, drückt auch gegen die Wand, sein Volumen wächst bei zunehmender Tiefe mit h'^2; es ist $E''' = ih'^2$.

Die Darstellung dieses Erddruckanteils erfolgt durch Dreieck DGI, Abb. 88a, dessen Basis mit s'' bezeichnet ist; vgl. auch Abb. 1, S. 3 der Erddruck-Tabellen. Da dieser Boden sich im Wasser befindet, also Auftrieb erleidet, ist sein wirksames Gewicht für die Raumeinheit nur 1900 — 1000 = 900 kg/cbm. Dementsprechend ist auch der Wert i von E''' nicht groß, obwohl der Böschungswinkel des Bodens unter Wasser einen Minimalwert erreicht. Die zur Bestimmung der Werte i für E''' erforderlichen mathematischen Beziehungen sind S. 72 bis 76 der Erddruck-Tabellen behandelt. Die

berechneten Werte i für diesen Fall 5 sind in den Tabellen angegeben. Es ist z. B. S 3 dort aufgeführt $E''' = 169\ h'^2$. Der Beiwert $i = 169$ fällt also kleiner aus als der vorn unter a benutzte mittlere Beiwert $i = 240$ für einen Wandteil über Wasser.

Bisher ist vorausgesetzt (Abschnitt β und γ), daß das Außenwasser ebenso hoch stehe wie das Grundwasser hinter der Wand, so daß ein hydrostatischer Überdruck fehlt. Siehe diesen unten d.

δ) Sonderfälle des aktiven Erddrucks.

Die Erddruck-Tabellen bieten Angaben über die Größe des aktiven Erddrucks in den Tabellen I—IV für die senkrechte Wand mit horizontal begrenzter Hinterfüllung, ferner in Tabelle V für die geböschte Hinterfüllung. Auf S. 64 sind daselbst die Werte i für steigende sowohl wie abfallende Böschungen graphisch aufgetragen, so daß an der entstehenden Kurve dort auch Zwischenwerte entnommen werden können, während in den Tabellen nur einzelne bestimmte Böschungsverhältnisse berücksichtigt sind.

Die Tabellen VI—VIII behandeln den Erddruck bei geneigter Rückseite der Wand. Zwischenwerte sind S. 67 und 68 aus der Abb. 26 zu entnehmen. S. 92 ist die Wirkung einer Nutzlast erläutert und S. 95 der Erddruck in einer Wandnische mit überragendem Mauerteil, welcher wie ein überkragendes Dach wirkt, unter dessen Schutz der Erddruck mit dem Wert Null beginnt. Weiter unterhalb wächst derselbe aber schnell wieder auf den normalen Wert an.

Die Wirkung von Wandabsätzen ist S. 99 besprochen. Zahlenbeispiele erläutern ferner die Behandlung aller besprochenen einzelnen Fälle.

d) *Hydrostatischer Überdruck.*

Uferwände sollen eine tunlichst wasserdurchlässige Hinterfüllung unmittelbar hinter der Wand erhalten, welche unter Niedrigwasser dem Grundwasser einen Abzug gestattet, damit bei fallendem Außenwasser das Grundwasser hinter der Wand nicht höher steht als das Außenwasser. Wo bei sehr schnellem Sinken des Außenwassers dies nicht erreicht wird, entsteht ein hydrostatischer Überdruck hinter der Wand, welcher zu den Werten E' bis E''' der hier voraufgegangenen Abschnitte a bis γ noch hinzugefügt werden muß und S. 88 der Erddruck-Tabellen näher behandelt ist.

e) *Der passive Erddruck P.*

Da der passive Erddruck dem aktiven entgegenwirkt und die Vorderseite der Wand trifft, pflegt man denselben an der Vorderseite der Wand aufzutragen. Die Werte des passiven Erddrucks sind in den Tabellen IX—XII zusammengestellt. Erläuterungen sind daselbst S. 100—120 gegeben.

Große Schwierigkeiten bereitet die zu treffende Wahl des Winkels δ, welchen der passive Erddruck mit der Normalen zur Wand einschließt; vgl. Abb. 8 S. 19 der Tabellen. Ein besonderer Abschnitt (S. 113 der Tabellen) behandelt die Größe dieses Winkels δ. Jene Darlegungen sind nur als eine Einführung in diesen Gegenstand zu betrachten; sie erschöpfen denselben nicht. Es bleibt weiteren praktischen Erwägungen und vielleicht auch Messungen im Sonderfall vorbehalten, die Größe des Winkels δ genauer zu bestimmen oder den passiven Erddruck direkt zu messen. Das ist wichtig, da die Größe des passiven Erddrucks P sehr wesentlich vom Winkel δ abhängt. So gibt Tab. IX, S. 19 z. B.

$$P = 8230\, h^2 \text{ kg für } \delta = 14^0 \text{ an und}$$
$$P = 42\,400\, h^2 \text{ kg} \quad „ \quad \delta = 34^0.$$

Das ist im letzteren Fall mehr denn fünfmal so viel als für $\delta = 14^0$.

Wenn ursprünglich ein horizontal gerichteter aktiver Erddruck E auftritt, und die Wand gewichtslos ist, wird auch der passive Erddruck P als Reaktion des aktiven Erddrucks horizontal verlaufen müssen. Wir haben dann den Fall $\delta = 0$. Für den passiven Erddruck ermittelt sich dabei nur ein kleiner Wert.

Es ändern sich aber die Verhältnisse, wenn dieser kleine passive Erddruck durch den aktiven Druck überwunden wird. Es schiebt sich dann das Erdprisma $A\,B\,C$ längs $B\,C$ nach oben hinaus (vgl. $A'\,B'\,C'$ in Abb. 90) und die gewichtslose Wand $A\,B$ kommt in die neue Lage $A'\,B'$; sie wandert schräg aufwärts, solange der aktive Druck E horizontal gerichtet ist. Er kann das aber nicht bleiben, denn durch die Bewegung der Wand nach aufwärts relativ zum ruhenden Hinterfüllungsboden reibt sich die Wand an diesem. Dabei leistet der Boden einen nach abwärts gerichteten Widerstand,

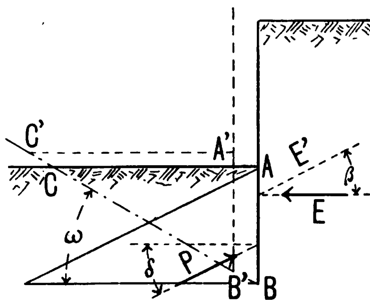


Abb. 90.

welcher gemeinsam mit E den neuen Erddruck E' bildet. Nun ändert auch der passive Erddruck seine Lage. Der Winkel δ wächst; er kann so groß werden wie Winkel β, wenn die Wand vorn ebenso rauh ist wie auf ihrer Rückseite, und wenn der Erdboden vor der Wand einen ebenso großen Reibungswinkel φ besitzt, wie der Hinterfüllungsboden. Der Größtwert ist $\delta = \beta = \varphi$. Hiernach kann also der Winkel δ nur in dem Sonderfall einer gewichtslosen Wand, welche weder nach unten hin durch tiefer greifende Pfähle noch sonstwie gegen eine Bewegung nach aufwärts gehindert ist, den Wert Null annehmen, wofern nicht Erddruck, sondern Wasserdruck vorliegt, d. h. also, es kann der Fall $\delta = 0$ sich nur dann einstellen, wenn auch bei einer Hebung der Wand keine Reibung auf der Hinterseite derselben auftritt. In allen anderen Fällen ist $\delta > 0$, und zwar etwa $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ oder $\delta = \varphi$. Dabei ist φ der Böschungswinkel des Bodens vor der Wand, und zwar bei gutem Boden über Wasser etwa 33, bei Boden unter Wasser etwa 24 Grad.

Stellt man die Forderung, daß der Erddruck P nicht nur im Zustande eines beginnenden Ausweichens der Wand dem Angriff der Kraft E widerstehen soll, sondern schon in dem voraufgehenden Zustande völliger Ruhe, dann ist mit kleineren Werten δ zu rechnen.

In den Erddruck-Tabellen habe ich S. 18 unten empfohlen $\delta = \beta$ zu setzen. Man erhält bei $\delta = 0$ zu große Gründungstiefen, wie solche im Bauwesen nicht üblich sind. Es ist zu bedenken, daß der passive Erddruck wegen der Kohäsion des Bodens, welche in den Berechnungen, als unbekannt, vernachlässigt werden mußte, zudem in Wirklichkeit größer ausfällt, als die Tabellenwerte angeben. Immerhin erscheint der Vorschlag berechtigt, daß man der Sicherheit halber höchstens nur $^2/_3$ des passiven Erddrucks auswerten möge, wenn man für E den einfachen Rechnungswert einsetzt.

3. Berechnung von Bohlwänden.

a) *Bestimmung der Gründungstiefe.*

Zwei Untersuchungen sind auszuführen, um die Wand gegen die Gefahr des Umkippens und des Gleitens zu sichern. Es ist einmal ein Schnitt unmittelbar hinter der Wand zu führen, welcher durch die Anker hindurchgeht. An diesem Schnitt erscheint der aktive Erddruck als äußere angreifende Kraft oder vielmehr nur der wirksame Teil desselben, soweit der aktive Erddruck nämlich nicht durch den passiven Erddruck aufgehoben wird (vgl. Druckfläche *ACDKS*, Abb. 91). Ferner erscheinen da als äußere Kräfte

und zwar als Reaktionen (Auflagerwiderstände) die Ankerspannung Z und der von vorn wirksame Teil des passiven Erddrucks $\triangle P$, d. h. der passive nach Abzug des in gleicher Tiefe wirkenden aktiven Erddrucks, welcher Restwert seiner Größe nach durch das Druckdreieck KJO, Abb. 91, dargestellt ist.

Die Untersuchungen, welche sich auf diesen unmittelbar hinter der Wand geführten Schnitt beziehen, sind hier und in den Abschnitten b und c (S. 101) erläutert.

Weiter ist aber zu untersuchen, ob die Anker auch hinreichend weit in das Erdreich hineinreichen, so daß die auf sie vorn an der Wand übertragenen Kräfte auch wirklich vom Erdreich am Befestigungspunkt des Ankers aufgenommen werden können. Es muß zu dem Zweck die Ankerplatte hinreichend groß sein und hinreichend tief sitzen.[1])

Endlich ist zu untersuchen, ob nicht das ganze durch den Anker mit der Wand zu einem Bauteil vereinigte Erdreich abrutschen kann. Das ist bei unzulänglicher Ankerlänge möglich. Es ist daher noch ein Schnitt hinter der Ankerplatte durch das Erdreich bis vorn zum Fußpunkt der Gründung zu führen, und für den so abgeschnittenen Erdteil nebst Wand eine Stabilitätsberechnung[2]) auszuführen, welche zeigt, daß bei Wahl kurzer Anker die Gründungstiefe gegenüber den zuerst gewonnenen Ergebnissen, für den Schnitt unmittelbar hinter der Wand abgeleitet, unter Umständen noch vermehrt werden muß. Bei dieser Untersuchung fällt die Ankerspannung als eine innere Kraft des abgleitenden ganzen Körpers (Wand nebst Anker und gefaßtem Erdreich) aus der Rechnung heraus.

Über diese beiden Untersuchungen ist ausführlich in meinen Erddruck-Tabellen berichtet; es kann daher hier auf dieselben verwiesen werden.

Das größte Umsturzmoment (Kippmoment) ergibt sich bei niedrigem Außenwasserstande, wenn kurz vorher Hochwasser geherrscht hat, und der Boden hinter der Wand noch naß ist; vgl. die Beispiele S. 84—86 der Erddruck-Tabellen. Dieser Fall sei hier vorausgesetzt. Hydrostatischer Überdruck sei nicht vorhanden.

Für den Wandteil über Wasser liegt hier Fall 3 oder ein Mittelwert zwischen Fall 2 und 3 vor, je nachdem der Boden ganz naß oder ziemlich naß ist. Es sei hier mit Fall 3, $i = 289$ gerechnet (vgl. S. 3 der Tabellen) oder mit dem abgerundeten Wert $E = 290 \cdot h^2$ kg

1) Siehe die Erddruck-Tabellen S. 145, 104, 19 u. 25.

2) Siehe die Erddruck-Tabellen S. 129—148. Die Untersuchung hat mit den Ausführungen S. 142, Abb. 63, zu beginnen; daran schließen sich die Untersuchungen Abb. 56 u. 58 der Erddruck-Tabellen.

und mit $s = 580\,h$ kg. Für den Wandteil unter Wasser wird hier $s' = 724\,h$ kg oder rund $720\,h$ kg (Fall 6, Unterabteilung 3) und $s'' = 352\,h'$ kg oder rund $350\,h'$ kg.

Der passive Erddruck wird im Ruhezustand mit der Normalen zur Wand einen Winkel $\delta = 8$ bis 10^0 einschließen, da für den aktiven Erddruck der Winkel β über Grundwasser zu $\frac{1}{3}\,\varphi = 10^0$ und unter Grundwasser zu $\frac{1}{3}\,\varphi = 8^0$ angenommen ist. S. 95 und 96 ist aber erläutert, daß im Bewegungszustand, wenn der Boden vor der Wand auszuweichen beginnt, δ den Wert $\frac{2}{3}\,\varphi$ bis φ erreicht, wobei der passive Erddruck einen erheblich größeren Wert annimmt; z. B. für $\delta = 24^0$ den Wert $P = 2310\,t^2$ kg (vgl. Fall 5, S. 19 der Tabellen) gegenüber $P = 1360\,t^2$ kg bei $\delta = 8^0$. Hier sei $\delta = 20^0$ angenommen und geschätzt $i = 2060$; $2\,i = 4120$.

Abb. 91.

In den Tabellen ist die Tiefenlage des Punktes F unter Gewässersohle mit h' bezeichnet. Hier ist der Buchstabe t gewählt, da h' in der Abb. 91 schon vorkommt. Aus gleichem Grunde ist die Ordinate des passiven Erddrucks hier statt einfach mit s mit s_p bezeichnet. Es ist $s_p = 2\,i\,t$ kg $= 2 \cdot 2060\,t$ kg; $s_p = 4120\,t$ kg.

Wie oben ausgeführt wurde, soll zur Erreichung einer Sicherheit der passive Erddruck aber nur zu $\frac{2}{3}$ seines berechneten Betrages ausgewertet werden, so daß nur mit $\frac{2}{3}\,s_p = \frac{2}{3} \cdot 4120\,t$ kg oder $\frac{2}{3}\,s_p = 2747\,t$ kg gerechnet wird, d. h. mit $\frac{2}{3}\,i = \frac{2}{3} \cdot 2\,i = 2747$.

Die Ordinate $\frac{2}{3}\,s_p$ wird nun nach rechts hinüber geschlagen. Von dem ganzen verfügbaren passiven Erddruck $\frac{2}{3}\,P$, welcher durch Dreieck $S\,F\,O$ (Abb. 91) dargestellt ist, wird der Betrag $S\,K\,J\,F$ durch aktiven Erddruck aufgehoben. Es bleibt nur der passive Erddruckteil $\triangle\,P$ (Dreieck $J\,K\,O$) wirksam. Er dient dem unteren Teil der Uferwand als Stützpunkt gegen seitliche Verschiebung. In Höhe des Schwerpunktes des einfach schraffierten Dreiecks $J\,K\,O$ liegt bei R das eine Auflager der Wand, welche als ein Balken $A\,F$ auf-

zufassen ist, dessen zweites Auflager sich am Ankerangriffspunkt bei B befindet. Die auf ihn wirkende horizontale Kraft ist durch den Restteil des aktiven Erddrucks, welcher durch die Fläche $A\ C\ D\ K\ S$ dargestellt ist, gegeben. Durch Zerlegung jener Fläche in Dreiecke und Trapeze findet man die Teilwerte E^{I}, E^{II} und E^{III}, deren Hebelarme in Bezug auf das Auflager B als Drehpunkt mit e', e'' und e''' bezeichnet sind. Der Hebelarm des wirksamen passiven Erddruckanteiles $\triangle\ P$ ist $(f + \frac{2}{3}\ x)$. Dabei ist die Tiefenlage der unteren Begrenzung der Wand $F\ G\ J\ O$ unter K mit x bezeichnet, welches Maß gesucht wird.

Damit kein Ausweichen des unteren Endes der Wand durch Überwindung der Auflagerreaktion $\triangle\ P$ möglich wird, muß die Gleichung der Momente, bezogen auf Drehpunkt B, erfüllt sein, welche lautet:

$$\triangle\ P \cdot (f + \tfrac{2}{3}\ x) = E^{II} \cdot e'' + E^{III} \cdot e''' - E^{I} \cdot e'.$$

Um diese Gleichung lösen zu können, muß man $\triangle\ P$ als Funktion von x ausdrücken. Zu dem Zweck mißt man in der Zeichnung den Größenwert eines Teiles von $\triangle\ P$ für einen Sonderwert von x, nämlich für $x' = 1$ m, welcher durch die kreuzschraffierte Fläche gegeben und durch Messung der Basis b' dieses Dreiecks gefunden wird. Hier ist:

$b' = \frac{2}{3}\,2\,i\,x - 352\,x$ kg und für $x = 1$, wenn, wie vorn angenommen,

$$\tfrac{2}{3} \cdot 2\,i = 2747,$$

$b' = 2747 - 352 = 2395$ kg oder rund 2400 kg.

Auch aus der Originalzeichnung zu der verkleinerten Abbildung 91 würde man für $t = 1$ m; $b' = 48$ mm oder $48 \cdot 50 = 2400$ kg abgreifen, oder allgemein $b = 2400\ x$ kg $= 2\,i'\,x$ kg, mithin $2\,i' = 2400$ oder $i' = 1200$.

Da die Fläche $K\ J\ O$ nach x^2 wächst, ist

$$\triangle\ P = i'\ x^2 = 1200\ x^2 \text{ kg}.$$

Es gilt nun noch die kubische Gleichung zu lösen:

$$1200\,x^2 \text{ kg } (f + \tfrac{2}{3}\,x) = E^{II} e'' + E^{III} e''' - E^{I} e'.$$

Hierin ist nur x unbekannt. Die Lösung der Gleichung läßt sich auf algebraischem Wege oder auch graphisch durchführen; vgl. Abb. 92. Man zieht eine Parallele $c\ d$ im Abstande

$$C = E^{II} e'' + E_{III} e''' - E^{I} e'$$

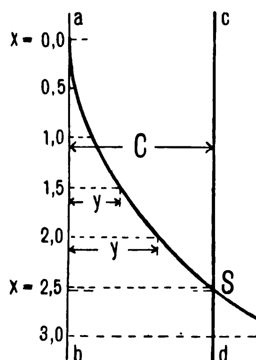


Abb. 92.

zu einer Geraden $a\,b$ als Achse, auf welcher die x Werte aufzutragen sind; ferner zeichnet man in den Punkten $x = 0$, $x = 1$, $x = 2$ usw. Die für diese Werte x ausgerechneten Werte $y = 1200\,x^2$ kg $(f + \frac{2}{3}\,x)$ der linken Seite der Gleichung als Ordinate y auf, verbindet die Endpunkte y zu einer Kurve und findet so den Schnittpunkt S (Abb. 92), dessen Wert beiden Seiten der Gleichung genügt. An der x-Achse liest man darauf den zugehörenden gesuchten Sonderwert x ab, welcher die zu verwendende Wurzel der Gleichung darstellt. Damit ist nun die erforderliche Gründungstiefe x unter Punkt K gefunden.

Beispiel: Gegeben $h = 4{,}5$ m, $h' = 9{,}5$ m (vgl. Abb. 91).
Man findet: $s = 580 \cdot 4{,}5 = 2610$ kg, $s' = 720 \cdot 4{,}5 = 3240$ kg
$s'' = 350 \cdot 9{,}5 = 3325$ kg.

Die Größen der Teilwerte E^I, E^{II} und E^{III} ergeben sich durch Ausmittelung der zugehörigen Erddruckflächen zu

$$E^I = 5887 \text{ kg}, \quad E^{II} = 18\,126 \text{ kg}, \quad E^{III} = 4900 \text{ kg}.$$

Aus der Abb. 91 ist noch zu entnehmen:

$$b' = 2\,i' = 2400 \text{ kg, also } i' = 1200 \text{ kg}, \; f = 6{,}5 \text{ m}$$
$$e' = 1{,}5 \text{ m}, \; e'' = 2{,}4 \text{ m}, \; e''' = 5{,}1 \text{ m}.$$

Werden diese Werte in die Gleichung für x eingesetzt, so ergibt sich:

$$1200\,x^2 \text{ kg} \cdot (6{,}5 + \tfrac{2}{3}\,x) = 18\,126 \cdot 2{,}4 + 4900 \cdot 5{,}1 - 5887 \cdot 1{,}5 \text{ kg}$$
$$1200\,x^2 \cdot (6{,}5 + \tfrac{2}{3}\,x) = 59\,661 \text{ mkg oder}$$
$$y = C, \text{ darin } C = 59\,661 \text{ mkg}.$$

Nun rechnet man für verschiedene Werte von x den Wert für y aus. Es wird z. B. für

$$x = 1;\; y = 1200 \cdot 1^2\,(6{,}5 + \tfrac{2}{3} \cdot 1) = 1200\,(6{,}5 + 0{,}67) = 1200 \cdot 7{,}17$$
$$y = 8604 \text{ mkg}$$

und für

$$x = 2;\; y = 1200 \cdot 2^2\,(6{,}5 + \tfrac{2}{3} \cdot 2) = 1200 \cdot 4\,(6{,}5 + 1{,}34) = 4800 \cdot 7{,}84$$
$$y = 37\,632 \text{ mkg}.$$

Diese Werte y für die Kurve sowie $C = 59\,661$ mkg für die Parallele zur Achse sind in Abb. 92 benutzt. Der entstehende Schnittpunkt S liegt nahe $x = 2{,}5$ m, d. h. es soll die Fundamentsohle noch 2,5 m unter dem Punkt K liegen. Da aber der Punkt K, wie aus Abb. 91 zu entnehmen ist, sich 2 m unterhalb der Flußsohle S befindet, wird im ganzen eine Gründungstiefe von

$$t = 2 + 2{,}5 = 4{,}5 \text{ m}$$

erforderlich.

Es ist $x = 0$ zu setzen, d. h. die Gründung bis zur Tiefe K hinab auszuführen, wenn die Berechnung für x negative Werte ergibt, d. h. wenn $x < 0$ ausfällt. Wohl würde bei einer Gründung, die nicht bis K hinabreicht, die Wand bei entsprechend tiefer Lage des Ankerangriffspunktes vor dem Ausweichen ihres Fußpunktes bewahrt bleiben können, aber das Erdreich selbst kann unter solchen Umständen sich unter der Wand durchdrücken. Ist doch oberhalb des Punktes K der aktive Druck für die Flächeneinheit größer als der passive Druck.

b) *Ermittelung der Ankerspannung Z.*

Die Ankerspannung Z ergibt sich aus der Gleichung der Drehmomente bezogen auf das Auflager R als Drehpunkt. Es ist

$$Z \cdot i = E^{I} \cdot k' + E^{II} \cdot k'' + E^{III} \cdot k'''.$$

c) *Ermittelung der Biegungsmomente.*

α) Die Wand bildet von A bis F einen einheitlichen Träger.

Es erfolgt eine Zerlegung des wirksamen aktiven Erddrucks, dargestellt durch die Flächen ABD und $BDKO$ (vgl. Abb. 93), sowie des wirksamen passiven Erddrucks ΔP (KVW) in einzelne Lamellen, um für die Wandteile bei B sowie zwischen B und R die Meistwerte des Biegungsmomentes bestimmen zu können. Die Zerlegung des passiven Erddrucks ΔP in Lamellen ist in späteren Fällen zu unterlassen; sie ist, wie hier zu erkennen, ohne Bedeutung. Die Horizontalkomponente der ermittelten Ankerspannung Z sei Z_h genannt. Die sich ergebende Schlußlinie S des Seilecks verläuft von J nach P. An Stelle des Polygons kann man die genauere durch Schätzung zu ermittelnde tangierende Seilkurve benutzen, die hier punktiert gezeichnet ist. Bei Wahl schmaler Lamellen geht das Seileck in die Seilkurve über.

Als Kräftemaßstab wird man etwa das Verhältnis 100 kg = 1 mm wählen, während für die Darstellung der Ordinaten s (Abb. 91) das Verhältnis 50 kg = 1 mm empfohlen ist.

Die Zerlegung des passiven Erddrucks in Lamellen kann, wie vor erwähnt, fast immer unterbleiben, dieselbe geschah hier nur um deren Wirkung, die meist von keiner Bedeutung ist, einmal zu zeigen.

Die obere kreuzschraffierte Momentenfläche gibt das Einspannmoment an, unter dessen Wirkung der Stab die bei B dargestellte

Krümmung annimmt, wobei die Druckfaser außen liegt. Die größere einfach schraffierte Momentenfläche bedingt die Art der Biegung des Stabes bei O unterhalb des Wendepunktes, wo die Zugfaser außen und die Druckfaser auf der Seite des aktiven Erddrucks liegt.

Variation der Momente.

Fallen die Momente M und M' in ihrer Größe zu verschieden aus, wird z. B. M' zu groß gegenüber M, dann läßt sich nachträglich

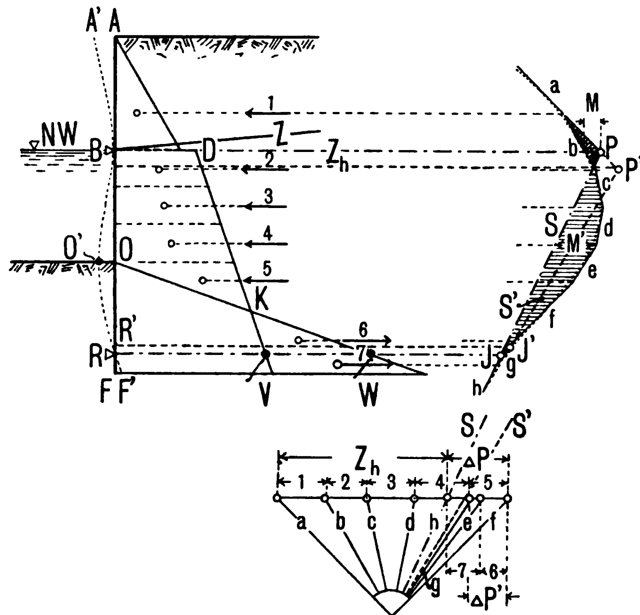


Abb. 93.

durch Verschiebung des Ankerangriffspunktes B nach unten eine andere Lage (S') der Schlußlinie des Seilecks und damit eine andere Verteilung der Momente bewirken.

Wählt man im Kräfteplan die hier gestrichelt gezeichnete Lage S' der Schlußlinie, dann ist damit ein anderer, hier kleinerer Wert des wirksamen passiven Erddrucks $\Delta P'$ gegeben (vgl. den Kräfteplan). Mithin ist in diesem Fall eine kleinere Gründungstiefe x benötigt, welche man nach der Gleichung findet

$$i\, x^2 = \Delta P^1.$$

Hierbei ist der Wert $\Delta P'$ aus dem Kräfteplan Abb. 93 zu entnehmen. Der Wert x wird kleiner. Es rückt mithin auch R nach

R'. Das gibt einen anderen Schnittpunkt J' der letzten unteren Seilecksseite mit der Horizontalen durch R' (Schwerpunktshöhe des neuen Dreiecks $\Delta P'$). Durch jenen Punkt J' zieht man nun im Seileck eine Parallele zu der neuen (punktierten) Schlußlinie S' des Kräfteplans und erhält so als Schnitt mit der letzten oberen Seileckseite a den neuen oberen Auflagerpunkt P' als Ort des neuen Ankerangriffs. Man kann auf diese Weise erreichen, daß der neue Wert des Momentes M bei P' dem neuen Wert M' gleich wird, oder daß beide Momente in einem anderen gewünschten Verhältnis stehen.

Es ist hiernach überhaupt unnötig, zunächst eine gewisse Höhenlage des Ankers anzunehmen und dann die erforderliche Gründungstiefe zu bestimmen, wie solches vorstehend durchgeführt ist. Man kann gleich in die Untersuchung eintreten ohne voraufgegangene Wahl der Höhenlage des Ankerangriffspunktes B. Als erste Einführung in diese Studien empfiehlt sich dieser letztere Weg, welcher auf ein Versuchsverfahren hinausläuft, nicht. Dafür ist es vielmehr von Vorteil, wie hier S. 99 vorgeschlagen, ein erstes Mal mit einer bestimmten Höhenlage des Ankerangriffspunktes B zu rechnen.

Da hier an Stelle der Werte $E' = E \cos \beta$ die Werte E direkt normal zur Wand wirkend aufgetragen und verwendet wurden, sind die abgeleiteten Momente noch mit $\cos \beta$ (vgl. Abb. 86) zu multiplizieren, um das wirklich auftretende Moment zu ermitteln.

β) Spundwand unter Wasser, welche sich gegen den Wandpfahl stützt.

Für die Standfestigkeit des ganzen Bauwerks ändert sich an der Berechnung a nichts. Die Gründungstiefe bleibt die nämliche. Es findet nur eine andere Verteilung der Momente statt.

Die Spundwand findet ihr Auflager in Punkt G (Gurtholz) und in R; sie wird durch den horizontal schraffierten Teil des aktiven Erddrucks beansprucht. Ermittelt sich der Auflagerdruck der Spundwand bei R größer als ΔP, so ist solches nicht von Belang, da dann das untere Ende des Pfahles infolge des überstehenden Endes $A B$ bei R nach hinten drängt, und dieser Druck den Betrag ΔP auf den Wert des Auflagerdruckes der Spundwand bei R ergänzend erhöht. Dies ge-

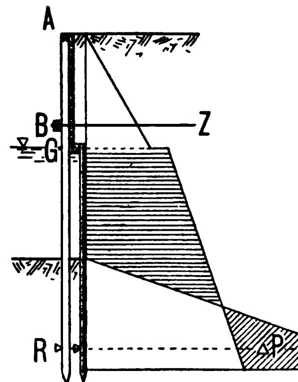


Abb. 94.

schieht natürlich nur, wenn hinsichtlich der Gründungstiefe der vorstehenden in *a* S. 99 oder (graphisch ermittelt) *c a* S. 101—103 besprochenen Forderung schon Genüge geleistet ist.

γ) Das aufgesetzte Bohlwerk.

Während das durchgerammte Bohlwerk in jeder Höhe ein Moment aufzunehmen fähig ist, wird in der Berechnung bei dem aufgesetzten Bohlwerk am Vereinigungspunkt des über Niedrigwasser aufgesetzten Wandteils mit dem Unterbau unter Wasser ein Gelenk, also ein Momentennullpunkt in der Rechnung anzunehmen sein. Zwei Anker sind nun erforderlich. Über die Berechnung siehe Abb. 98b.

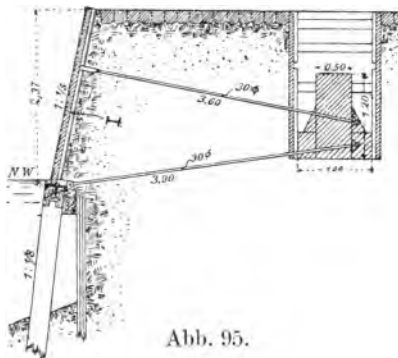


Abb. 95.

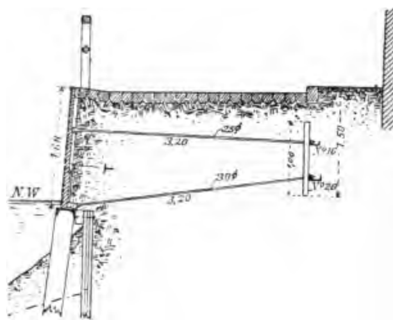


Abb. 96.

Aufgesetzte Bohlwerke in Eisenbeton.[1])

Ein ursprünglich durchgerammtes Bohlwerk wird bei dem Ersatz des oberen über Niedrigwasser reichenden Teiles, welcher nach etwa fünfzehn bis zwanzig Jahren zu erfolgen hat, zu einem aufgesetzten Bohlwerk. Das Einspannmoment fällt am Fußpunkt des Aufsatzes fort.

Häufig baut man den oberen Teil gleich als aufgesetzte Konstruktion in Holz oder in der wenig vergänglichen Bauweise des Eisenbetons[1]); siehe Abb. 95 und 96. Auch Ständer aus I-Eisen mit zwischengespannten Kappen sind mit Vorteil verwendet, z. B. in Bremen.

Ferner ist durch die Firma Drenckhahn & Sudhop in Braunschweig im Sommer 1905 ein aufgesetztes Bohlwerk am Weichsel-

1) Vgl. die Abhandlung von Schnapp über zwei von Germelmann und Eger entworfene Uferschälungen aus Eisen und Beton mit Berechnungen. Die Mitteilung gibt außer den hier wiedergegebenen Abbildungen auch die Darstellung der Einzelteile — Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 481 und 492.

bahnhof in Neufahrwasser als Eisenbetonbau ausgeführt, und zwar unter Belassung der vorhandenen hölzernen Spundewand, sowie deren Verankerung. Außerhalb derselben sind Eisenbetonpfähle gerammt, zwischen welchen über der Spundwand Tafeln aus Eisenbeton gespannt sind.

δ) Übersicht über die Biegungsmomente an Bohlwerken verschiedener Art.

Das Bohlwerk Abb. 97 a entspricht den Untersuchungen zu Abb. 93. Das Einspannmoment M infolge des Erddrucks E', der

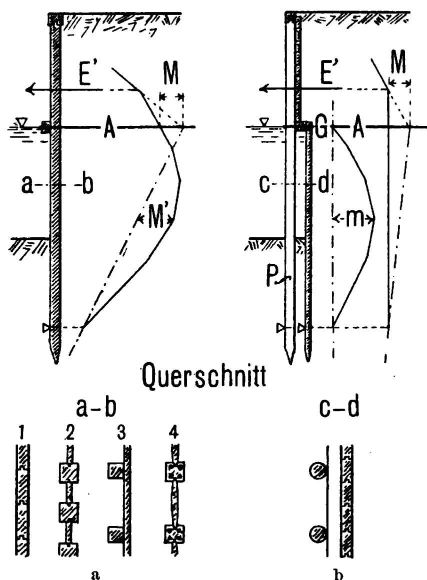


Abb. 97.
Momente an durchgerammten Bohlwerken.

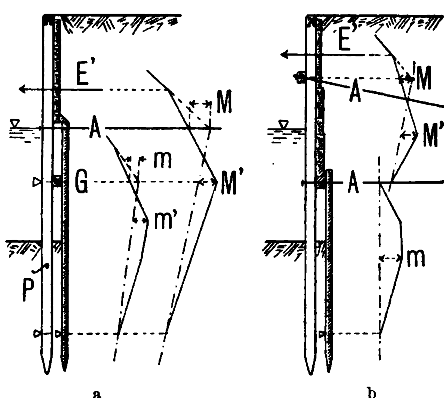


Abb. 98.

a Momente an einem anderen durchgerammten Bohlwerk.

b Desgleichen am aufgesetzten sowie durchgerammten Bohlwerk (zwei Anker).

in Höhe des Ankers A wirkt, vermindert das Moment im unteren Teil der Wand, deren Querschnitt nach Skizze 1 in Holz als durchgerammte Spundwand, nach 2 als vereinigte Spund- und Pfahlwand, nach 3 oben als Wand mit horizontalen Bohlen und unten nach Art 2 oder nach Skizze 4 als Eisenbeton-Spundwand ausgebildet werden kann.

Abb. 97 b zeigt eine Bohlwand mit einer Spundwand, welche sich an ihrem Kopf mit ihrem Gurtholz G gegen die Pfähle P lehnt. Es entsteht in der Spundwand ein Moment m, in den Pfählen ein Moment M, welches hier nur durch den Erddruck E' hervorgerufen ist. Der Auflagerdruck der Spundwand bei G ruft im Pfahl kein

Moment hervor, da im vorliegenden Fall am selben Ort gleichzeitig der Anker angreift, welcher den Auflagerdruck aufnimmt.

Abb. 98a bietet dasselbe, zeigt aber das Gurtholz der Spundwand in tieferer Lage. Der Auflagerdruck der Spundwand gegen das Gurtholz, welcher in Abb. 97b unmittelbar in den Anker ging, erzeugt hier ein Moment M' in dem Pfahl P. Dafür wird die Spundwand unten entlastet. Es entsteht für sie ein Einspannmoment m und ein anderes Moment m', welch letzteres nun kleiner ist als das Moment m in Abb. 97b.

Abb. 98b zeigt die Verwendung von zwei Ankern, z. B. ein aufgesetztes Bohlwerk. Der obere Teil des Pfahles ist ein Träger mit überstehendem Ende, in welchem das Einspannmoment am Befestigungspunkt des oberen Ankers auftritt und ferner das Moment M' auf der Strecke zwischen den Angriffspunkten beider Anker. Der Teil des Pfahls unterhalb des unteren Ankers erhält kein Biegungsmoment, es sei denn, daß die Verhältnisse durch Nebenumstände, z. B. durch ein Fehlen des Gelenkes bei A, etwas anders liegen, als hier angenommen ist. Die Spundwand nimmt den im unteren Teil des Erdreichs wirkenden Druck auf und erleidet ein Biegungsmoment m.

d) *Bestimmung des Biegungsmomentes an einer geneigten Wand.*[1])

Vorstehend war jeweils eine vertikale Wand vorausgesetzt. Nachstehend ist erläutert, daß die Berechnung der geneigten Wand in genau derselben Weise geschieht.

Eine geneigte Wand, welche bei A und B (Abb. 99) ihr Auflager findet, weiche um den Winkel α von der Vertikalen ab. Dieselbe, z. B. eine Spundwand oder eine Pfahlreihe, werde durch eine horizontale Kraft K auf Biegung beansprucht. Es gilt, das in derselben auftretende Biegungsmoment M zu ermitteln.

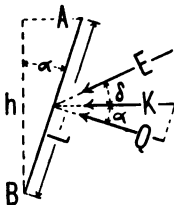


Abb. 99.

Das geschieht in einfacher Weise, indem als theoretische Länge des Trägers nicht die Wandlänge l, sondern die Vertikalprojektion derselben $h = l \cdot \cos \alpha$ angenommen wird. Die Wandneigung bleibt also ganz unbeachtet, wie das auch bei Berechnung von Treppen, Dachsparren und Dachdeckungen geschieht, wo bei vertikaler Last die

1) Die Größen des Erddruckes gegen die geneigte Wand sind S. 12—17 und 24—25 meiner Erddruck-Tabellen mitgeteilt; sie beziehen sich auf die Vertikalmessungen h, so daß die Länge der geneigten Wand l nicht in Betracht gezogen zu werden braucht.

Horizontalprojektion als Spannweite in Rechnung gestellt wird. Winkel α, der Neigungswinkel der Wand, d. h. hier des Trägers AB von der Länge l, fällt nämlich, wie nachstehend sich zeigt, aus der Berechnung heraus. Die angreifende horizontale Kraft K zerlegt sich in eine Komponente parallel zu AB, welche durch Reibung aufgenommen wird und Längsspannung in dem Baugliede AB erzeugt, und eine Normalkomponente $Q = K \cdot \cos \alpha$, die das Biegungsmoment hervorbringt; sie wirkt als verteilte Trägerbelastung. Die Längeneinheit erhält die Belastung:

$$p = \frac{Q}{l}.$$

Nun ist $M = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{Q \cdot l^2}{8 \cdot l} = \frac{Q \cdot l}{8}.$

$Q = K \cdot \cos \alpha$ und $l = \frac{h}{\cos \alpha}$ eingesetzt, ergibt:

$$M = \frac{K \cdot \cos \alpha \cdot h}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{K \cdot h}{8}.$$

Die Wandneigung α ist also aus der Formel herausgefallen. Die graphischen Ermittelungen erfolgen so, als stände der Träger (die Wand) vertikal, und als habe derselbe die theoretische Spannweite h. Bei Ermittelung des Widerstandsmomentes ist in der Formel $W = \frac{b\,d^2}{6}$ als Trägerstärke d aber die wirkliche Wandstärke, im Schnitt normal zur Wand, zu benutzen, nicht die im Horizontalschnitt sich ergebende größere Abmessung, denn das berechnete Moment bezieht sich auf die Biegung in einer Ebene normal zu AB, und nicht auf eine Biegung in der Horizontalen.

Falls der Erddruck E einen Winkel δ mit der Horizontalen bildet, ist $K = E \cdot \cos \delta$. Es ist schon bemerkt, daß man aber zweckmäßig anstatt $K = E \cdot \cos \delta$ die Werte E direkt aufträgt und die Multiplikation erst zuletzt ausführt. Die in Anlehnung an Abb. 93 gewonnenen Momente sind dann zum Schluß noch mit $\cos \delta$ zu multiplizieren.

e) *Die Materialspannungen und Abmessungen der Wandteile sowie der Anker.*

Es ist zunächst festzustellen, ob die berechneten Biegungsmomente, welche sich auf 1 m Wandlänge beziehen, von den vertikalen Gliedern, den Pfählen, Ständern oder der Spundwand aufgenommen werden können, vgl. Abb. 97 und 98. Dabei ist zu beachten, daß die Mo-

mente für 1 m Wandlänge berechnet sind; bei einer anderen Pfahlentfernung, z. B. bei 1,2 m (von Mitte zu Mitte), fällt das den Pfahl treffende Moment 1,2fach größer aus.

Für die Holzteile unter Wasser läßt man bei Kiefernholz etwa 75 kg/qcm Biegungsbeanspruchung zu. Die Sicherheit gegen Bruch ist dann etwa eine $3^1/_2$fache. Holz unter Wasser wird zwar weich, seine Biegungsfestigkeit geht dabei aber nur auf etwa 250—300 kg/qcm zurück. Das Holz hält sich unter Wasser sehr lange gesund. Über Niedrigwasser wird das Holz in wechselnder Berührung mit Wasser und Luft und zumal in Berührung mit Erde faul. Ein Ersatz des oberen Teiles vom Bohlwerk wird in etwa 15 Jahren erforderlich. Man wählt daher für den oberen Teil heute als Material häufig Eisenbeton, siehe das aufgesetzte Bohlwerk Abb. 95 und 96, S. 104.

Bei Berechnung der Spundwand ergeben sich oft zu starke Abmessungen, wie solche am Bau selten vorkommen. Das erklärt sich wie folgt. Einmal ist bei sehr vielen Bauten eine ordnungsmäßige Berechnung der Spundwandstärke überhaupt unterlassen. Dadurch ist es Brauch geworden, sich mit geringeren, bisweilen nicht zulänglichen Holzstärken zu begnügen, wobei große Beanspruchungen entstehen, bei welchen die Wand nur gerade noch hält. Ferner treten oft Umstände hinzu, welche eine Verminderung der Materialbeanspruchung gegenüber dem Berechnungswerten bewirken, sei es, daß der aktive Erddruck kleiner und der passive größer ausfällt als in den Tabellen angenommen wurde, sei es, daß vor der Spundwand stehende Pfähle einen Teil des Erddrucks aufnehmen und die Spundwand entlasten. Letzteres ist zumal unter Kaimauern der Fall, wo bisweilen mehrere Pfahlreihen vor der Spundwand stehn. Eine Entlastung der Spundwand durch die Pfähle findet zwar nur dort statt, wo zwischen ihnen und der Spundwand hinreichend fester Boden zur Übertragung von Pressungen sich befindet. Ich lasse bei Berechnung der so herbeigeführten Entlastung der Spundwand einen horizontalen Druck von $^1/_4$ bis $^1/_2$ kg/qcm auf die Horizontalprojektion zu, also bei 30 cm Pfahlstärke $30 \cdot 100 \cdot \frac{1}{3} = 1000$ kg auf 1 m Pfahllänge. Um diesen Betrag erhöht sich der passive Erddruck vor der Spundwand. Es verbleibt nachzuweisen, ob die Pfähle dabei nicht zu stark auf Biegung beansprucht sind.

Man kann diesen praktischen Gesichtspunkten auch dadurch gerecht werden, daß man je nach Umständen für die Spundwand 100 bis 200 kg/qcm Biegungsbeanspruchung in der Rechnung zuläßt, aber die eben erwähnten günstigen Nebenwirkungen vernachlässigt. Die Beanspruchung der Wand bleibt dann in Wirklichkeit kleiner als der Rechnungswert, so daß immerhin eine etwa anderthalb bis zwei-

fache Sicherheit gegen Bruch der Wand auch im durchnäßten, aufgeweichten Zustande des Holzes erreicht ist.

Für die Bohlenbekleidung ist mit einer Holzbeanspruchung von höchstens 75 kg zu rechnen. Das Biegungsmoment ist mit $M = \frac{p \cdot l^2}{10}$ in Rechnung zu stellen, da unvollkommene Einspannung vorliegt. Aber auch dort, wo die Rechnung schwächere Abmessungen ergibt, geht man nicht unter 5 bis 8 cm Bohlenstärke hinab. Es sei an dieser Stelle nochmals hervorgehoben, daß der Wert s der Erddruck-Tabellen den Erddruck auf die Einheit der Fläche, hier 1 qm angibt. Mithin ist für 1 qcm Fläche der Bohlenbekleidung der Wert $p = \frac{1}{10000}\, s$ kg/qcm. Das bedeutet die Belastung eines Streifens der Bohle von 1 cm Höhenabmessung auf 1 cm Länge.

Beispiel:

$s = 500\, h$ kg; h sei $= 3$ m.

$s = 500 \cdot 3 = 1500$ kg.

$p = \frac{1}{10000}\, s = \frac{1500}{10000} = 0{,}15$ kg/qcm.

$M = \frac{p \cdot l^2}{10}$; l die Entfernung der Pfähle voneinander sei $= 1$ m $= 100$ cm.

$M = \frac{0{,}15 \cdot 100 \cdot 100}{10} = 150$ cm/kg für einen Bohlenstreifen von 1 cm Höhenabmessung.

$\frac{b\, d^2}{6}\, S = 150$; S die Holzbeanspruchung sei 75 kg $b = 1$ cm nach der Annahme.

$\frac{1 \cdot d^2}{6} \cdot 75 = 150$ cmkg.

$d^2 = \frac{6 \cdot 150 \text{ cm/kg}}{75 \text{ kg/qcm}} = 12$ qcm.

$d = 3{,}46$ cm, gewählt aber 5 bis 8 cm.

Als Eisenbeanspruchung der Zuganker sind 1200 bis 1500 kg/qcm zu setzen. Man mag alsdann wegen Rostbildung noch einen Zuschlag von 5 mm zum Durchmesser geben. Es ist zu beachten, daß in geringer Entfernung von der Außenfläche der Wand und nahe unter Geländeoberfläche das Eisen durch Rostbildung mit der Zeit erheblich an Nutzquerschnitt verliert, hingegen in größerer Tiefe, mehrere Meter unter Boden nur sehr langsam rostet. Außen in Berührung mit Wasser und Luft sind die Eisenteile gegen Rostbildung tunlichst zu schützen oder weit stärker zu machen, als die Rechnungswerte ergeben. Es sind die Ankerenden, welche mit der

Wand verbunden werden, z. B. auf 1 bis 2 m Länge zu verzinken und außerdem zu teeren oder mit Zement zu umhüllen.

Beanspruchung des Bodens am Ort der Verankerung. Die Ankerplatte drückt gegen Boden, welcher zwar sorgfältig aber immerhin doch frisch eingestampft ist. Die Bodenpressung vor der Ankerplatte darf daher 1 kg/qcm kaum überschreiten.

Über die Untersuchung einer erforderlichen Länge der Anker siehe (wie in diesem Abschnitt schon vorn erwähnt) meine Erddruck-Tabellen S. 129—148. Die Untersuchung ist mit den Ausführungen S. 142, Abb. 63 zu beginnen, woran sich die Untersuchungen Abb. 56 und Abb. 58 der Erddruck-Tabellen schließen.

Ferner bleibt noch die erforderliche Tiefenlage der Ankerplatte zu untersuchen; vgl. die Tabellen S. 145, 104, 19 und 25. Es ist festzustellen, ob der passive Erddruck vor der Ankerplatte ausreicht, um mit hinreichender, z. B. zweifacher Sicherheit dem Zug des Ankers, vermehrt um den aktiven, die Ankerplatte von hinten treffenden Erddruck zu widerstehen.

An Stelle der Ankerplatte kann auch ein massiver Mauerkörper, Abb. 95, S. 104, oder ein Pfahlbock, Abb. 91, S. 98 treten. Über die Berechnung des letzteren vgl. hier S. 77, 79, 82—85 und Abb. 106.

4. Berechnung von Ufermauern in Bezug auf Sicherung gegen Kippen und Gleiten.

a) *Massive Formen.*

Abb. 100 a und b zeigen massive Ufermauern verschiedener Gründungsart und zwar in beiden Fällen für ähnliche Boden- und Wasser- wie Erddruckverhältnisse.

Bei einer Mauer *a*, Abb. 100, gegründet auf Mauerwerk, Beton oder vertikalen Pfählen, muß die Resultierende R durch einen Drehpunkt D innerhalb der Fundamentunterfläche gehen, der so belegen ist, daß weder die Kantenpressung k auf den Untergrund zu groß wird noch der Winkel der Resultierenden R mit der Vertikalen. Das Moment $E \cdot e$ des Erddrucks E, bezogen auf den Drehpunkt D, ist dann durch das Moment $Q \cdot u$ der Mauerlast aufgehoben. Das führt zu starken Mauerabmessungen, da der Hebelarm des Mauergewichtes Q hier nur klein ist. Für die erste Auftragung wähle man als Mauerstärke die Abmessung $0{,}45\,h$, vgl. die Abbildung.

Durch die Anwendung von Schrägpfählen, Abb. 100b, rückt der Drehpunkt D nach vorn. Der Hebelarm u der Last Q wird größer als bei Fall *a*. Das benötigte Mauergewicht wird kleiner.

Bei der Berechnung ist besonders zu berücksichtigen, daß die um D sich gruppierenden Pfähle α und β den Druck der Resultierenden R sowohl nach Größe als auch Richtung aufzunehmen haben; letzteres damit die Pfähle nicht auf Biegung, sondern nur auf Druck beansprucht werden. Der Widerstand der Pfähle auf Biegung ist nicht groß; zumal dann nicht, wenn der tragfähige Boden tief liegt. Auch ist zu beachten, daß der Sicherheit halber ohnehin nicht nur das einfache Gleichgewicht der Kräfte zu erstreben ist.

Drehpunkt D ist in derjenigen Tiefe anzunehmen, in welcher das Bauwerk in Bezug auf Kippen am gefährdetsten ist. Diese Tiefe

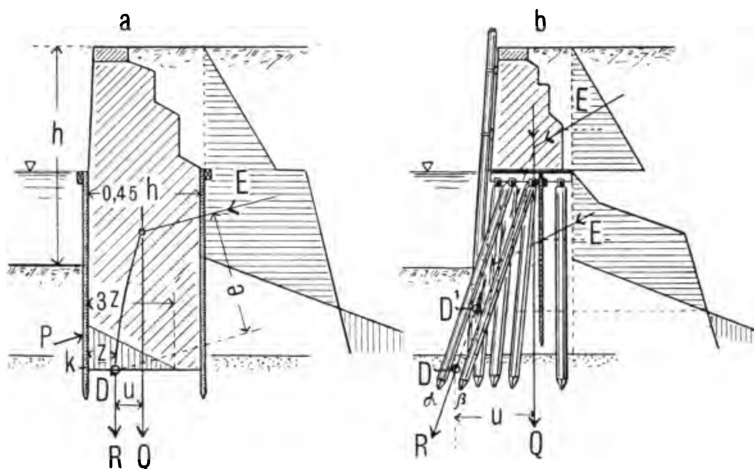


Abb. 100. Massive Uferwände.

liegt bei vertikalen Fundamenten dort, wo die Resultierende aller Kräfte durch den nach unten an Größe zunehmenden passiven Erddruck P in die vertikale Lage übergeleitet ist und bei Gründung mit Schrägpfählen schon dort, wo die Resultierende nur in eine geneigte, den schrägen Pfählen parallele Lage gebracht ist; vgl. D^1, Abb. 100b. Daher liegt dieser Drehpunkt D bei Anwendung von Schrägpfählen höher als bei Fundamenten mit äußerer vertikaler Begrenzung. Für letztere ist mithin die Untersuchung der Standfestigkeit bis in größere Tiefe hinab durchzuführen als bei Fundamenten mit Schrägpfählen.

Durch eine hier gewählte, vorgerückte Stellung ist die Spundwand gegen Erddruck teilweise geschützt. Der nach hinten übertretende Pfahlrost bildet gleichsam ein Dach. In der so gebildeten

Nische[1]) beginnt der Erddruck am oberen Teil der Spundwand mit dem Wert Null.

Bei Pfählen ist in Bezug auf die Größe des Druckes die Forderung mehrfacher Sicherheit immer erreicht, da man das Pfahlholz nur mit etwa 30 kg/qcm beansprucht, und da man ferner von der durch die Rammformel (siehe diese unter IX A 2: Rammungen) ermittelten Tragfähigkeit eines Pfahles nur etwa $^1/_3$ des ganzen Betrages als erlaubten Pfahldruck in Ansatz bring. Das geschieht, indem man in jener Formel den Sicherheitsbeiwert $n = 3$ benutzt.

Der wirksame aktive Erddruck ist in Abb. 100 wieder durch horizontale Schraffur hervorgehoben. Es ist das der verbleibende Teil an aktivem Druck, welcher nicht durch passiven Erddruck aufgehoben ist.

b) *Ufermauern mit Hinterlast.*

Die massiven Formen Abb. 100 benutzen Mauerwerk als Belastungsmaterial. Billiger läßt sich die Belastung durch Boden erzeugen, welcher auf einer mit der Uferwand fest verbundenen Platte aufruht. In Holland, wo man vielfach mit schlechtem Baugrund zu rechnen hat, und der Drehpunkt D daher sehr tief liegt, so daß der Hebelarm von E, bezogen auf D, groß ausfällt, sind Mauern mit breiten Hinterlasten ausgeführt worden, deren Schwerpunkt, entfernt von der Mauervorderkante, weit landeinwärts liegt, so daß diese Lasten in sehr wirksamer Weise einer Neigung der Wand „zu kippen“ entgegen wirken.

Dieses Mittel ist z. B. bei einer Kaimauer am Oderstrome bei Frankfurt a. O. ausgewertet; vgl. die aus Erdboden bestehende Hinterlast $\alpha \beta \gamma \delta$ in Abb. 101. Die Flußsohle liegt vor der Wand auf — 1,25; es ist aber auch auf eventuelle Kolkbildungen Rücksicht genommen. Als die Stadt zu beiden Seiten einer neuen Strombrücke Ufermauern herzustellen beabsichtigte, sind mehrere Entwürfe hinsichtlich Standsicherheit und Kosten einem Vergleich unterzogen. Mein Entwurf Abb. 101, welcher die Hinterlast anwendete, gelangte zur Ausführung. Die Herstellung erfolgte durch die Firma Möbus, Charlottenburg (jetzt Berlin), und zwar vom Sommer 1896 bis Sommer 1897. Eine Unterbrechung der Arbeiten trat im Winter nicht ein. Bei Temperaturen unter Null wurde unter Anwendung von Schutzmitteln gemauert. Steine und Sand sind vorher angewärmt worden.

---

1) Über den Erddruck in Wandnischen, vgl. die Erddruck-Tabellen S. 95—99.

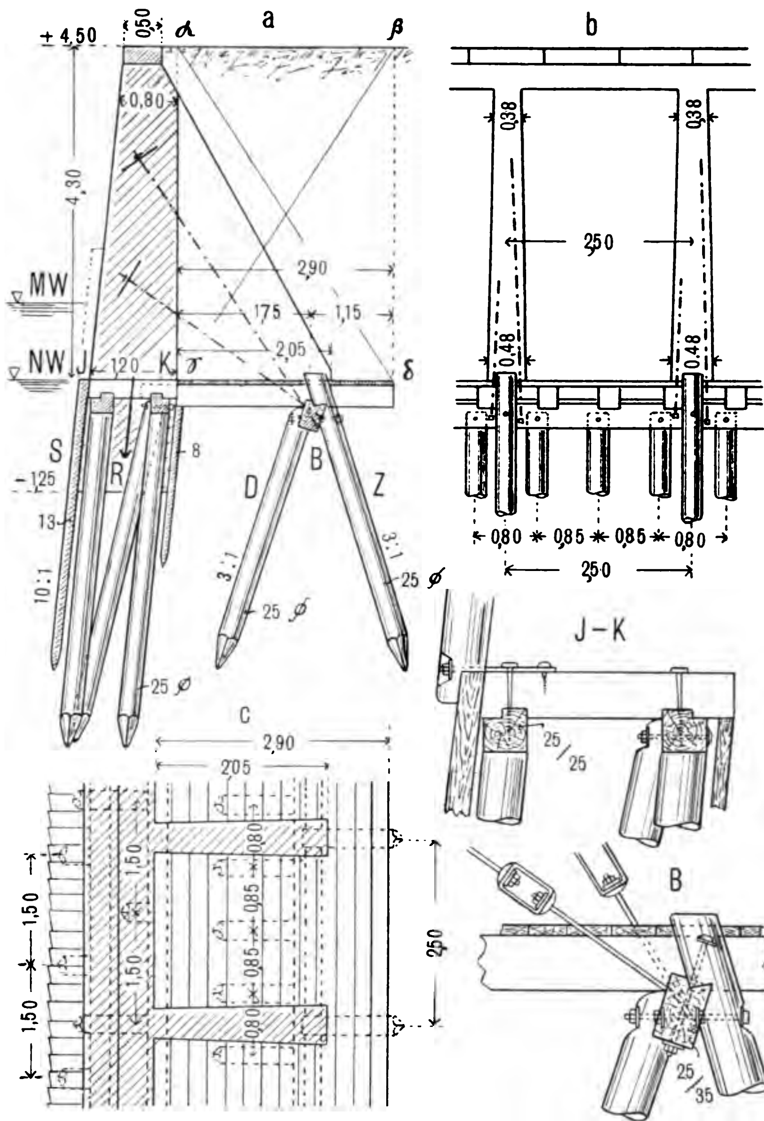


Abb. 101. Ufermauer am Oderstrom bei Frankfurt a/O.

Nach eigenem Entwurf.

Die Kosten dieser Ufermauer erreichten für 1 lfd. m der in Abb. 101 dargestellten Wand etwa 520 Mark. Die Mauerlänge betrug 315 m.

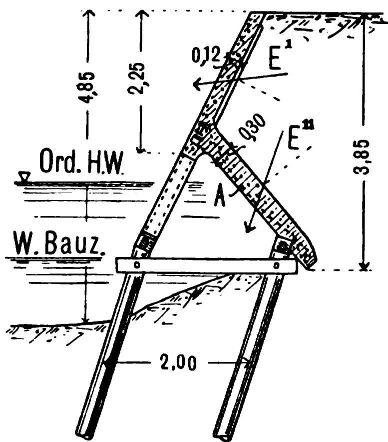


Abb. 102.

Abb. 102 zeigt als Studie eine Ufermauer mit Hinterlast für einen Privathafen. Die Anker *A* liegen hier in der die Erdlast aufnehmenden Betonplatte. Auf den Auftrieb des Eises unter der Platte bei steigendem Wasser ist bei Berechnung der Abmessungen Rücksicht genommen. Es ist angenommen, daß der Wasserstand in der Baugrube durch einen Fangedamm bis Unterkante-Betonplatte, wie die Abb. 102 zeigt, gesenkt werden kann.

Die Kosten dieser Uferwand sind auf 130 Mark für 1 lfd. m geschätzt.

c) *Ufermauern mit Rückhaltankern oder Haftpfählen.*

Es läßt sich eine ähnliche Wirkung, wie vorstehend in Abschnitt b durch auflastenden Boden erreicht ist, auch durch Rückhaltpfähle erzielen. Durch diese wird eine durch das Gewicht des Erdbodens gegebene Last als Zug auf die Wand übertragen. Der Boden hängt gleichsam am Bauwerk, während er in Abb. 101 und 102 auf demselben ruht.

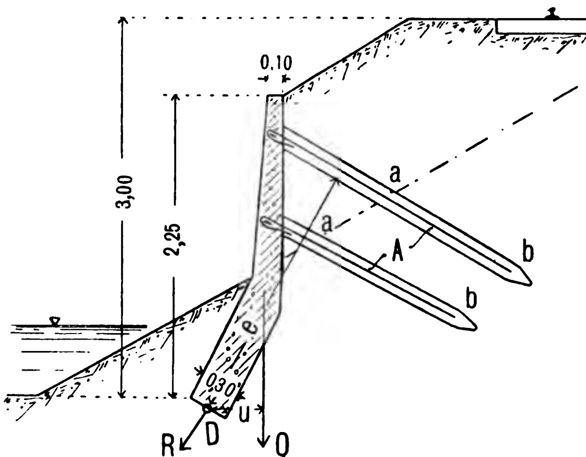


Abb. 103.
Ufermauer an der Ilse am Bahnhof Börssum.

Abb. 103 zeigt eine solche Wand, welche nach meinem Entwurf von seiten der Firma Drenckhahn & Sudhop, Braunschweig, unter Benutzung von Zement-Erdankern für die Kgl. Eisenbahn-Bauinspektion Braunschweig im Jahre 1895 ausgeführt worden ist. Die Haftfähigkeit der

Anker A im Boden beträgt für die Betonoberfläche derselben reichlich $^1/_3$ kg/qcm. Der Sicherheit halber ist aber nur mit $^1/_5$ kg/qcm gerechnet. Als wirksame Oberfläche ist nur der im gewachsenen Boden befindliche Teil $a\,b$ der Anker anzusehen.

Die Kosten der Wand betrugen für je 1 lfd. m nur 20 Mark. Die Herstellung der Anker gestaltete sich aber zeitraubender als angenommen war, so daß die Kosten der Wand im Wiederholungsfall einen etwas höheren Betrag erreichen würden.

Über die Herstellung[1]) und Verwendung von Haftpfählen habe ich vor 12 Jahren Versuche angestellt. Die Herstellung der Anker erfolgte in der Weise, daß zunächst mit Vortreibern oder Bohrern ein Loch im Boden gemacht, in dieses das Ankereisen gesetzt, und dann der Raum ringsherum mit Beton gefüllt wurde. Ferner sind von mir damals auch Vorrichtungen hergestellt, um das Loch am unteren Ende auszuweiten, so daß die Betonfüllung dann eine Ankerplatte bildet. Auch ist 1894 von uns versucht worden, Eisenbetonpfähle mit Widerhaken in den Boden einzutreiben. Es gebrach uns aber dazu an den erforderlichen Vorrichtungen. Erst neuerdings ist es geglückt, durch die Beschaffung besonders schwerer Rammen Eisenbetonpfähle in den Boden einzutreiben. Insbesondere sind jetzt auch Haftpfähle als Rammpfähle aus Eisenbeton hergestellt, worüber im folgenden Abschnitt berichtet ist.

d) *Bockkonstruktionen bei Uferwänden.*

α) Bock aus Holzpfählen.

Bei Holzkonstruktionen wurden schon früher zwei Pfähle, der gedrückte Pfahl D und der gezogene Pfahl Z, Abb. 104, zu einem festen Bock verbunden. Der schräge nach hinten gerichtete, gezogene Pfahl Z besitzt in bezug auf den Drehpunkt P einen recht großen Hebelarm e, so daß dessen Haftfähigkeit sehr wirksam ist. Allerdings ist sein Hebelarm kleiner als bei der Bauweise Abb. 103. Die Sicherheit guter Ausführung ist bei einem gerammten Pfahl aber größer als bei dem im Boden hergestellten Haftpfahl Abb. 103.

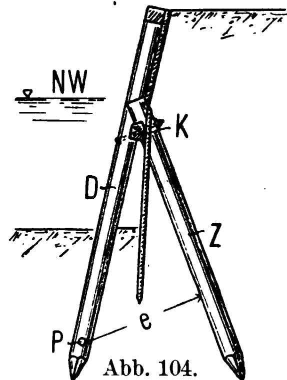


Abb. 104.
Bohlwerk in Bremerhaven.

1) Deutsche Bauzeitung 1894, S. 621 Probebelastungen verankerter Stützwände, S. 607 über Haftpfähle.

Die Bockkonstruktion mit den nach hinten schräge gerammten Pfählen ist zumal in Bremerhaven[1]) in umfassender Weise verwendet. Einige Schwierigkeit bereitet die Knotenpunktsverbindung *K*, da Holz leicht spaltet und quer zur Faser geringe Festigkeit besitzt; vgl. hier S. 82—85 und 113.

Im Fundament der Ufermauern sind Bockkonstruktionen zur Aufnahme der Horizontalkraft des Erddrucks schon seit längerer Zeit benutzt, z. B. in den Seestädten bei Hafenbauten, woselbst in geschlossenen Baugruben bei gesenktem Wasserstande gearbeitet werden konnte.

Bei dem Bau der Kaimauer bei Frankfurt a. O. diente die S. 113 punktierte Spundwand *S* zur Abhaltung des Wassers, so daß der Bock in einer Höhenlage unter N W zugerichtet werden konnte. Ohne hinreichenden Schutz ist an offenem Wasser die Herstellung einer guten Verbindung des Zug- und Druckpfahles unter Niedrigwasser kaum ausführbar und über Niedrigwasser bei Holzmaterial nicht von Bestand. Dieser Mangel gelangt bei der in neuerer Zeit verwendeten Eisenbetonbauweise in Fortfall.

β) Bock aus Eisenbetonpfählen.

Abb. 105 zeigt das Bild einer derartigen Konstruktion, welche vom Bauinspektor Schnapp im Verein mit der Firma Möbus ausgebildet worden ist. Die Mauer tritt ganz in den Hintergrund; sie fällt klein aus und umhüllt nur noch die Eisenteile, welche den Knotenpunkt *K* bilden, indem sie die aus Rundstäben bestehenden Zugeiseneinlagen der Pfähle aufnimmt. Es wird dort die Spannung des gezogenen Pfahles *Z* auf das Material der Wand und von diesem als Druck auf den Pfahl *D* übertragen. Im übrigen besteht der vordere Teil des Bauwerkes aus einer Spundwand aus Eisenbeton. In Bezug auf die Einzelheiten ist auf die Veröffentlichungen zu verweisen, welche vielleicht schon im Jahre 1906 im Zentralbl. der Bauverw. oder in der Zeitschrift für Bauw. zu erhoffen sind. Außer diesem interessanten Bauwerk bieten auch die Erweiterungsarbeiten am Ruhrorter Hafen sehr lehrreiche Vorbilder von Ufereinfassungen aus Eisenbeton.

Als Studie versuchte ich für dieselben Verhältnisse, wie sie bei Husum vorliegen, eine Uferwand mit Hinterlast aus Eisenbeton auf hölzernem Pfahlrost zu unterwerfen. Der Kostenvergleich zeigte,

1) Rudloff. Die Bremerhavener Hafen- und Dockanlagen. Zeitschr. f. Arch. u. Ing. W. Hannover, 1900 S. 673 u. 1902 S. 129, 271, 478, 607 u. 634.

daß die neue Bauweise Abb. 105 erheblich billiger ausfällt. Allerdings bot sich mir noch nicht die Gelegenheit, den Vergleich für den Fall einer für beide Bauweisen zugrunde gelegten, gleichen Sicherheit durchzuführen.

Bei Berechnung der Haftfähigkeit des Rückhaltpfahles *Z*, Abb. 105, ist zu beachten, daß nur der untere Teil der Pfahloberfläche auf die Länge *l* als wirksam in Rechnung zu stellen ist, wobei die obere Begrenzung dieses Pfahlteiles durch den Schnittpunkt der Gleitebene

Abb. 105. Uferwand Husum.

B D mit dem Pfahl, d. h. durch den Punkt *C*, gegeben ist. Der Fußpunkt dieser Gleitebene liegt in der Basis AB desjenigen Dreiecks, welches den ausgewerteten Teil des passiven Erddrucks *P* veranschaulicht.

Die Pfähle *D* müssen unter Umständen noch tiefer hinabgerammt werden, da sich der feste Baugrund vielleicht erst in größerer Tiefe findet als Höhenlinie *A B*, bis wohin der passive Erddruck ausgewertet werden muß.

Die Spundbohlen brauchen hingegen nur etwa bis *B* hinabzureichen.

Eine Prüfung des Pfahles Z auf Haftfähigkeit hätte zweckmäßig an einer Böschung unter Wasser zu erfolgen, und zwar für die Strecke l des eingedrungenen Pfahles.

γ) Beispiel der Berechnung einer Uferwand in Bockkonstruktion mit eiserner Spundwand.

Abb. 106 zeigt eine Uferwand nach dem Vorbilde der Kaimauer bei Husum, aber mit vorderer Spundwand aus Eisen, Profil Krupp, Essen. Zum Schutz gegen den Angriff des Seewassers ist die eiserne Spundwand mit Zementputz, gehalten durch Drahteinlage, bis etwa 3 m unter Hafensohle reichend, umkleidet. In größerer Tiefe, wo sich Rostbildung nur äußerst langsam vollzieht, ist die Ummantelung fortgelassen. Die eisernen Spundpfähle sind hohl; sie werden nach dem Einrammen mit Beton ausgefüllt, und zwar so, daß erst eine untere, dichtende Sohle eingebracht wird, um später nach erfolgtem Auspumpen des einzelnen Pfahles den Rest des Hohlraumes im Trocknen mit Beton zu füllen.

Es mag hier besonders interessieren festzustellen, bis zu welcher Wassertiefe vor der Wand und für welche Gründungstiefe das unter „Spundwänden“ Abb. 145 dargestellte Spundwandprofil hinsichtlich seines Widerstandsmomentes ($W = 2163$ cm^3 auf 1 lfd. m Wandlänge) ausreicht, das an der Spundwand auftretende Angriffsmoment aufzunehmen. Abb. 106 zeigt die ermittelten Verhältnisse.

Die theoretische Stützlänge $A\,B$ der Spundwand beträgt in der Vertikalen gemessen 9,75 m, und zwar von der Mitte des Bockknotenpunktes (Schnittpunkt der Mittellinien der Pfähle) bis zum Schwerpunkt des wirksamen Teiles $\triangle\,P$ des passiven Erddrucks verstanden. Es ist nur ein kleines oberes überstehendes Ende oberhalb des Knotenpunktes verblieben, weil der Anschluß des Zugpfahles Z wegen der Höhenlage des höheren, während der Bauzeit eintretenden Wasserstandes nicht tiefer zu legen war. Die Herstellung des Betons am Bockkopf, d. h. die obere kleine Mauer sollte nämlich im Trocknen erfolgen.

In Ergänzung der graphischen Ermittelungen seien folgende Berechnungen mitgeteilt.

Es sei vorausgesetzt, daß nach einer Sturmflut, welche das ganze Hafengelände unter Wasser setzte, der Wasserstand schnell auf NW. gefallen ist. Der Boden ist daher über Grundwasser ganz naß. Bodenverhältnisse etwas ungünstiger als Fall 3, Tabelle I der Erddruck-Tabellen seien vorausgesetzt. Es ist in der Formel $E = i\,h^2$ kg der Wert $i = 300$ angenommen.

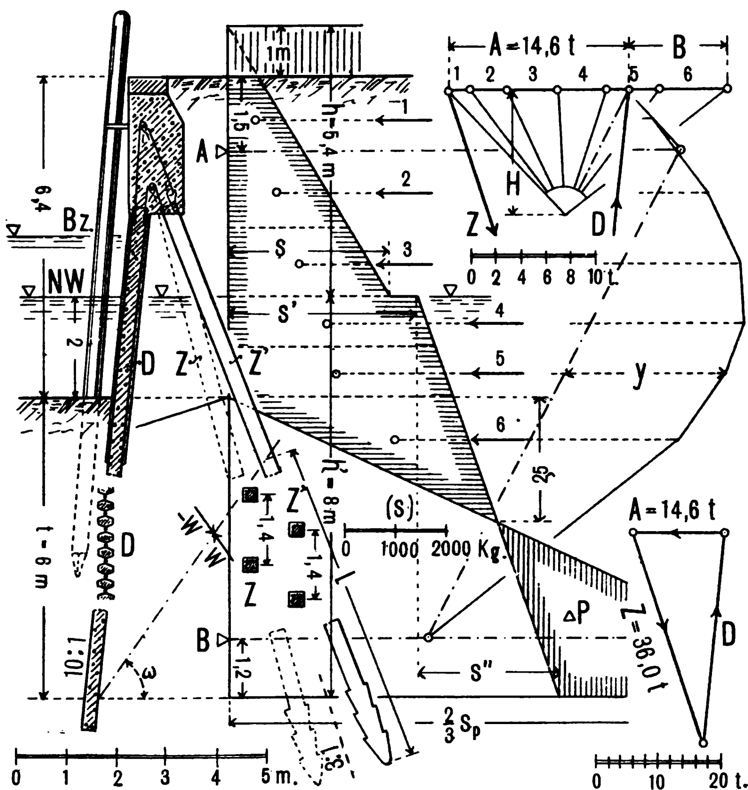


Abb. 106. Entwurf zu einer Ufermauer mit eiserner Spundwand (Profil Krupp) in Bockkonstruktion.

Durch die Verwendung eines wasserundurchlässigen Bodens als obere Abdeckung der Hinterfüllung zum Schutz gegen das Eindringen des Wassers von oben her und durch Anlage von Drainagerohren in Höhe des NW oder etwas unter demselben hinter der Wand, mit Kies umgeben, sei verhütet, daß das Grundwasser hinter der Wand höher stehe als das Außenwasser, so daß ein hydrostatischer Überdruck (S. 88 d. Erddr.-Tab.) hier nicht auftritt.

Als Nutzlast (siehe S. 92 d. Erddr.-Tab.) ist eine Überschüttung von 1,00 m Höhe über Maueroberkante angenommen.

Der aktive Erddruck.

1. *s* Basisordinate des oberen Erddruckdreiecks über Niedrigwasser. Fall 3 der Tabellen, aber für minderwertigen Hinterfüllungsboden.

$$2\,i = 600 \quad h = 5{,}4 \text{ m}$$
$$s = 2\,i\,h = 2 \cdot 300 \cdot 5{,}4 = 3240 \text{ kg.}$$

2. s' Ordinate des Rechtecks, darstellend den Anteil des Erddrucks auf die Wand unter Wasser, veranlaßt durch das Gewicht des Bodens über Grundwasser, Fall 6 (Tabelle I) für

$$\beta = {}^2/_3\,\varphi = 16^0,\ 2\,i = 695 \text{ oder rund } 700$$
$$2\,i = 700 \quad h = 5{,}4 \text{ m}$$
$$s' = 700 \cdot 5{,}4 = 3780 \text{ kg.}$$

3. s'' Basisordinate des Erddruckdreiecks, darstellend den Erddruckanteil des Druckes gegen den Wandteil unter Wasser, veranlaßt durch das Gewicht des Bodens unter Wasser (Fall 5 der Tabelle I) für

$$\beta = {}^2/_3\,\varphi = 16^0,\ 2\,i \leqq 338;$$

gewählt für den hier schlechteren Boden:

$$2\,i = 350 \quad h' = 8{,}00 \text{ m}$$
$$s'' = 350 \cdot 8{,}00 = 2800 \text{ kg.}$$

Der passive Erddruck.

Vgl. Tabelle XII, Fall e', Boden unter Wasser bei der Wandneigung 10 : 1. Für $k = 0$ wird $i = 1010$; für $k = 20^0$ wird der Wert etwa doppelt so groß, siehe Fall d' daselbst. Es ist aber minderwertiger Boden angenommen, und daher nur gesetzt:

$$i = 1600 \quad t = 6{,}0 \text{ m}$$

(in den Tabellen steht hier auch h statt des Buchstabens t)

$$s_p = 2 \cdot 1600 \cdot 6{,}0 = 19\,200 \text{ kg.}$$

Der Sicherheit halber wird nur mit $^2/_3$ des berechneten Betrages gerechnet, also nur mit:

$$s_p = {}^2/_3 \cdot 19\,200 = 12\,800 \text{ kg.}$$

Unter Beachtung des Umstandes, daß die Ordinate s jeweils den Erddruck für die Flächeneinheit der Wand, also für 1 qm oder 1 m Wandhöhe angibt, sind in der Folge die Einzelwerte der Erddrucklamellen ermittelt; z. B. Anteil 1 des aktiven Erddrucks:

Obere Begrenzung des Trapezes (abgegriffen am Maßstab der „s-Werte") 600 kg, untere Basis 1500 kg. Höhe des Trapezes 1,5 m, mithin:

$$\text{Erddruck 1} = \frac{600 + 1500}{2} \cdot 1{,}5 = 1575 \text{ kg}$$

$$\text{oder Erddruck 6} = \frac{4480 + 0}{2} \cdot 2{,}5 = 5600 \text{ kg.}$$

Die Teilwerte 1—6 des aktiven Erddrucks sind in dem Kräfteplan oben rechts der Abb. 106 zusammengestellt. Alsdann ist unter Beachtung des Umstandes, daß die vordere Wand im Kopf des Bockes bei A (Schnittpunkt der Pfahlmittellinien) ein oberes und in Höhe des Schwerpunktes des vertikal schraffierten Dreiecks $\varDelta P$ bei B ein unteres Auflager findet, das Seilpolygon konstruiert, aus dessen Ordinate $y = 3{,}2$ m und der Kraft $H = 10\ t$ des Kräfteplans sich das Moment

$$M' = 3{,}2 \text{ m} \cdot 10\ t = 32 \text{ mt}$$
$$M' = 3\,200\,000 \text{ cm/kg}$$

ergibt.

Dieses Moment ist noch mit $\cos \beta$ zu multiplizieren, da der Erddruck unter einem Winkel β angreift, dessen Mittelwert etwa zu 10^0 angenommen ist.

$$\cos 10^0 = 0{,}985$$
$$M = M' \cdot \cos \beta$$
$$M = 3\,200\,000 \cdot 0{,}985$$
$$M = 3\,152\,000 \text{ cm/kg.}$$

Die Eisenbeanspruchung der Spundwand wird alsdann

$$S_e = \frac{M}{W} = \frac{3\,152\,000}{2163} = 1460 \text{ kg/qcm.}$$

Diese Eisenbeanspruchung erscheint zulässig, da die erforderliche Sicherheit schon durch den Umstand erreicht worden ist, daß statt des vollen Betrages eines passiven Erddrucks nur $^2/_3$ seines Rechnungswertes der graphischen Konstruktion zugrunde gelegt ist. Zudem ist der erlaubte Grenzfall, daß die Reaktion in ihrem gestatteten Meistbetrage $\varDelta P$ dem Auflagerdruck B (siehe den Kräfteplan oben rechts in Abb. 106) gleich wird, hier nicht ganz erreicht. Es ist $B < \varDelta P$ geblieben. Im Grenzfall würde etwa eine Gründungstiefe $t = 5{,}7$ m genügen. Dann wird $B = \varDelta P$. Es mag aber die Gründungstiefe $t = 6$ m hier als angemessen bezeichnet sein.

Wo die Wasserverhältnisse es gestatten, daß die Vereinigung des Schrägpfahles mit der vorderen Wand in tieferer Lage erfolgt, ist solches in Bezug auf die erforderliche Gründungstiefe von Nutzen; sie fällt dabei kleiner aus. Die schrägen Anker oder Haftpfähle erhalten dann aber einen stärkeren Zug. Die Spundwand wird dagegen entlastet, wenn Maueroberkante erheblich höher liegt als der

Knotenpunkt A, Abb. 106. Ersetzt doch der Knotenpunkt A das Auflager, d. h. den Ankerangriffspunkt A der Abb. 97a, S. 105. Das bei tieferer Lage von A entstehende Biegungsmoment M, Abb. 97a, veranlaßt eine Verminderung des Momentes M'.

Die Ankerpfähle Z sind im Mittel in der Neigung 3 : 1 geschlagen; sie bilden zwei Reihen, um unten den Boden in breiterer Schicht zu fassen. Die Neigung der Spundwand ist 10 : 1.

Die in den Pfählen auftretenden Längskräfte sind durch die Zerlegung des Knotenpunktauflagerdrucks A in die Komponenten D (Druck) und Z (Zug) zu finden; vgl. den Kräfteplan rechts oben in Abb. 106 und daselbst rechts unten dieselbe Darstellung in halber Größe.

Die Zugkraft Z beträgt für je 1 lfd. m Wand 36 t oder für einen Zugpfahl, da diese Pfähle in 0,70 m Abstand voneinander stehen,

$$0{,}7 \cdot 36 = 25{,}2\ t.$$

Ob der einzelne Zugpfahl eine derartige Haftfähigkeit besitzt, würde durch Versuche festzustellen sein. Die Teilstrecke seiner Länge, welche für die Haftfähigkeit allein in Frage kommt, beträgt $l = 6{,}5$ m; denn er soll das Abgleiten der Erdmasse oberhalb der Hauptgleitebene, welche den Winkel ω mit der Horizontalen verbindet, verhindern. Er ist mit einem Nagel zu vergleichen, welcher ein Brett auf einem Balken befestigen soll. Der zu heftende Gegenstand liegt über der Hauptgleitebene, der Körper, welcher den Halt bietet, unter derselben.

Als Zement-Erdanker berechnet, würde ich dem Pfahl an Haftfähigkeit in sandigem Boden und bei größerem Abstande der Pfähle voneinander nur $^1/_5$ kg/qcm seiner Oberfläche als Haftfähigkeit mit Sicherheit zumuten. Das wäre hier eine Kraft

$$Z' = 4 \cdot 30 \cdot l \cdot {}^1/_5 = 4 \cdot 30 \cdot 650 \cdot {}^1/_5 = 15600 \text{ kg}.$$

Es sind hier aber nicht 15,6 sondern 25,2 t aufzunehmen. Dafür liegt aber ein gerammter Pfahl vor, welcher vielleicht fester am Boden haftet, als ein in demselben durch Zementguß hergestellter Pfahl. Außerdem hat der Pfahl unten noch Widerhaken. Immerhin empfiehlt es sich in jedem einzelnen Fall die Haftfähigkeit solcher Pfähle durch den Versuch zu bestimmen, bis für die wichtigsten Bodenarten die erforderlichen Rechnungsgrundlagen gewonnen worden sind. Bei den Versuchen ist manches zu beachten. Dieselben sind unter solchen Verhältnissen anzustellen, daß bei ihnen sich Pfahl und Boden unter ähnlichen Verhältnissen befinden, wie im Gebrauchsfall. Auch ist zu beachten, daß eine Reihe von nahe aneinander

stehenden Pfählen unter Umständen weniger haftfest ist als eine gleiche Anzahl entfernt voneinander stehender Pfähle. Bei der Pfahlreihe hebt sich der gefaßte Boden leichter im ganzen empor als bei Einzelpfählen. Im vorliegenden Beispiel sind etwa 40 cbm Boden unter der Hauptgleitebene mit den Haftpfählen Z auf 1 lfd. m Wandlänge verbunden. Es beträgt deren Gewicht unter Wasser nach Abzug des Auftriebes etwa $40 \times 1000 = 40000$ kg, so daß unter Mitwirkung des Druckes — W des auflastenden Bodens über der Gleitebene (vgl. Abb. 106) die erforderliche Sicherheit gegenüber dem Zug in den Pfählen $Z = 36\ t$ für 1 lfd. m Wand als vorhanden erwartet werden kann. Hinsichtlich der Entstehung der aktiven Kraft — W, deren Reaktion W bei Berechnung des Erddrucks vorkommt, vgl. Abb. 22, S. 56 der Erddruck-Tabellen.

Die Verbindung der Pfähle zu einem Bock findet im Knotenpunkt K (Abb. 107) statt. K in Abb. 107 und A in Abb. 106 liegen in einer Höhe. Die Eiseneinlagen der gezogenen Pfähle können vielleicht schon bei Herstellung des Pfahls umgebogen eingebracht sein. Nach erfolgter Rammung wird der Beton soweit fortgestemmt, daß die Eisen hinreichend frei zu liegen kommen, um die Befestigung der Verbindungsglieder anzubringen. Die Verbindung mit der Spundwand kann durch Schraubenbolzen erfolgen. Im übrigen ist eine einfache sichere Verbindung der Eisen unter Mitbenutzung von Splinten zur Übertragung der Spannungen auf den Beton zu empfehlen. Von den beiden Splinten liegt der eine etwa so weit oberhalb Knotenpunkt K wie der andere unterhalb desselben.

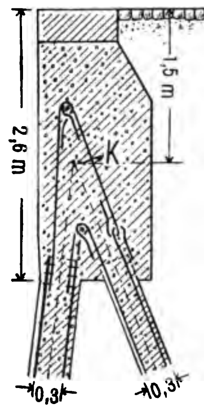


Abb. 107. Verbindung der Pfähle.

VI. Der Beton (béton, concrete) und seine Verwendung bei Gründungen.

Literatur:

1. Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen (im Auftrage des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabriken bearbeitet von Professor Büsing † und Dr. Schumann, 3. Aufl., 576 S., 397 Abb., Verlag Deutsche Bauzeitung Berlin S. W. 11, Bernburgerstr. 31. — Preis: 9 Mk.
2. Die Deutsche Portlandzement- und Betonindustrie auf der Düsseldorfer Ausstellung 1902.

3. Betonkalender, 650 Abb. — 1. Jahrgang 1906. Verlag Ernst & Sohn,
4. Die Zeitschrift „Zement und Beton“, Jahrespreis 8 Mk., erscheint in 12 Heften. Geschäftsstelle: Berlin N. W. 21, Dreysestraße 4.
5. Die Zeitschrift von v. Emperger: Organ für armierten Beton. Jahrespreis 20 Mk., Geschäftsstelle: Dr. F. von Emperger, Wien I, Kärntnerring 14. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
6. Berichte über die Hauptversammlungen des Deutschen Betonvereins. Verlag: Tonindustrie-Zeitung, Berlin N. W., Dreysestraße 4.
7. Geschäftsstelle für Untersuchungen von Zement und Beton, Lieferung von Prüfungsapparaten, Erteilung von Ratschlägen, Bezug der Normen für Zement. Chemisches Laboratorium für Tonindustrie Prof. Dr. Leger & E. Cramer; Berlin N. W. 21, Dreysestraße 4.
8. Laboratorium des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten zu Karlshorst bei Berlin.
9. Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzementbezug siehe 7.
10. Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten. Amtliche Ausgabe. Verlag von W. Ernst & Sohn Berlin, Wilhelmstraße.
11. Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Stampfbeton, aufgestellt vom Deutschen Betonverein. Bezug von dessen Geschäftsstelle in Biebrich a. Rh.

A. Zement (cément, cement).

1. Portlandzement (weiteres siehe unter B).

Durch das Brennen verliert der Kalkstein seinen Gehalt an Kohlensäure. Der entstandene Kalk (chaux, lime), oder vielmehr Ätzkalk hat das Bestreben, sich wieder mit einer Säure zu verbinden. Daher verwandelt sich der durch Mischung mit Sand unter Zusatz von Wasser zu Mörtel aufbereitete Kalk unter Einwirkung der kohlensäurehaltigen atmosphärischen Luft langsam in kohlensauren Kalk. Bei diesem Erhärtungsvorgange scheidet sich Wasser aus, welches den Neubau längere Zeit hindurch feucht erhält.

Die Kohlensäure der Luft dringt aber nicht in sehr dickes oder tief unter der Erde oder unter Wasser liegendes Mauerwerk ein. Um eine Erhärtung des Mörtels in diesen Fällen herbeizuführen, bedarf es im Vorwege eines Zusatzes an Säure zum Mörtel, und zwar eignet sich dazu eine Verbindung von Kieselsäure und Tonerde. Dieses Fabrikat als Mehl von feinem Korn mit Kalk innig gemischt, gebrannt und hinterdrein nochmals fein gemahlen, nennt man Portlandzement.

2. Hydraulische Kalke (z. B. Schwarzkalk)

sind Naturprodukte, welche schon an der Fundstelle kieselsaure Tonerde enthalten, so daß sie nach dem Brennen unter Wasser abbinden.

Man sagt dann, der Kalk habe hydraulische Eigenschaft. Das ist z. B. durch einen Zusatz von Ziegelmehl zu Fettkalk zu erreichen. Die erzielte Festigkeit ist aber noch nicht groß. Diese Kalke haben nur örtliche Bedeutung.

3. Romanzemente und Traß

sind Produkte ähnlicher Art, bei welchen aber die Natur den Vorgang des Brennens schon vollzogen hat. Dahin gehören die römischen Puzzolane, die Santorinerde, in Frankreich die Gaige und bei uns der Traß.

4. Traß

ist gemahlener Tuffstein. Dieser Tuffstein ist grau und leicht; er kommt in der Nähe erloschener oder tätiger Vulkane vor, insbesondere im Nettetal bei den Dörfern Kruft, Kretz und Plaidt, unweit Andernach a. Rh. Umfangreiche Tuffsteingruben und Traßmühlen[1]) sind dort vorhanden. Das Mahlen geschah früher mit Poch- und Stampfwerken, heute mit Steinbrechern und Kugelmühlen. Solche Maschinen liefern u. a. Friedr. Krupp A.-G. Grusonwerk in Magdeburg-Buckau, Maschinenbauanstalt Humboldt A.-G. in Kalk bei Köln. Sehr gute Kollergänge (Broyeurs) werden auch von der Firma E. Laeis & Co. in Trier geliefert. Diese und weitere Mitteilungen verdanke ich der Firma D. Zervas Söhne.

Bei dem Bau des Nordostseekanals wurden die Tuffsteine für die Holtenauer Schleuse mittels Steinbrechern und Kollergängen, für die Brunsbüttler Schleuse mittels Steinbrecher und Kugelmühle vermahlen. Bei den gegenwärtig in Wilhelmshafen in Ausführung befindlichen Trockendocks sind für die Vermahlung des Tuffsteins zu Traß acht Kollergänge in Tätigkeit. Auch in Belgien wird zu den großen Hafenbauten von Ostende, Heyst, Antwerpen und Terneuzen Traß, von Kollergängen (Broyeurs) vermahlen, verwendet.

Die Tuffsteine werden vorerst mittels Steinbrecher oder Hammer bis zu Faustgröße zerkleinert. Hierauf werden diese Stücke in bestimmter Masse dem Kollergange zugeführt und fein zermahlen. Dann wird Kalk in bestimmter Menge zugesetzt, darauf Wasser, und erst dann, wenn dessen Mischung bewirkt ist, wird der Sand dem Kollergange zugeführt und mit dem Ganzen innig vereinigt. Der so gewonnene Mörtel wird für Maurerarbeit benutzt oder durch Vermischung mit Steinen zu Beton verarbeitet.

---

1) D. Zervas Söhne in Köln, Filzengraben 21/31. — Gerhard Herfeldt und Jakob Meurin in Andernach.

Über Anlagen zur Vermahlung und Herstellung des Traßzementes vgl. z. B. die Mitteilungen von Gleim & Engel über den Bau der neuen Elbbrücke bei Hamburg.[1])

Auch bei dem Bau der großen Seeschleuse bei Bremerhaven ist Traß benutzt; vgl. Rudloff: „Die Bremerhavener Hafen- und Dockanlagen.“ [2])

Über das Traß-Mörtelwerk zum Bau der Trockendocks in Kiel vgl. Franzius & Mönch.[3])

Über die Prüfungen von Traß berichtet der Vorsteher der Abt. für Baumaterialprüfung der Königl. techn. Versuchsanstalt zu Berlin, Herr Professor Gary.[4]) Es sind insbesondere die bei verschiedenen Wasserbauten verwendeten Mischungsverhältnisse aufgeführt. Für Seebauten, die häufig vom Wasser bespült werden, ist als mittleres Mischungsverhältnis 1 Teil Kalkpulver, 1 Teil Traß und 1 Teil Sand empfohlen. Bei seltenerer Bespülung durch Seewasser wird das Verhältnis 2 : 1 : 2 und bei Bauten über Wasser 2 : 1 : $2^1/_2$ empfohlen. Gefordert wird nach 28 Tagen eine Zugfestigkeit von mindestens 12 kg/qcm, und eine Druckfestigkeit von mindestens 60 kg/qcm, und zwar für eine Mischung bestehend aus 1 Gew.-Teil Kalkpulver, 2 Teilen Traß und 3 Teilen Normalsand.

Vgl. ferner die Mitteilung der Königl. techn. Versuchsanstalt, Ergänzungsheft I, Jahrg. 1900: „Bericht über das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Seewasser.“ Daselbst ist dargetan, daß Zusätze von Traß zu Portlandzement diese für die Benutzung im Seewasser geeigneter machen. Seewasser greift den Zement an und dies um so mehr, je weniger dicht die Masse ist. Als Vorteil des Traßbetons sei noch hervorgehoben, daß derselbe sich bei Betonierung unter Wasser weniger entmischt als Portlandzementbeton, da Traßmörtel eine zähere Masse bildet als jener.

Im Zentralblatt der Bauverw., Jahrg. 1903, S. 91, berichtet Mattern, daß ein Talsperrenbau in Traßmörtel sich auf 975 000 Mk., in Portlandzement-Traßmörtel auf 1 365 000 Mk. und in Portlandzementmörtel auf 1 495 000 Mk. stellen würde.

Der Traßbeton ist also billiger als Portlandzement und hat ferner für große Bauten eine wertvolle Eigenschaft: Die fertig hergestellte Mischung aus Traßzement und Sand oder Zement, Sand und Stein bindet nicht sofort ab. Man kann die Mischung daher z. B. am Lande zubereiten und in Kübeln und Kähnen nach der Verwendungs-

1) Zeitschr. f. Bauk. 1900.
2) Zeitschr. f. Arch. u. Ingw. 1902.
3) Zeitschr. f. Bauw. 1903, S. 503, Bl. 43.
4) Mitteilungen d. Anstalt, Heft I, Jahrg. 1901, S. 8—31.

stelle draußen am Strompfeiler fahren. Bis zum Einstampfen des Traßbetons können zwei Stunden nach seiner Zubereitung vergehen, ohne daß dessen Binde- und Erhärtungsfähigkeit Schaden erleiden.

5. Der Magnesiazement

bindet sehr schnell ab. Er wird bei Wassereinbrüchen in Bergwerken für Ausführung von Verdämmungsarbeiten benutzt. Mit Magnesiazement hergestelltes Mauerwerk wird in kurzer Zeit äußerst fest und sehr dicht. Allerdings entwickelt sich in den ersten 15 Stunden nach der Verwendung eine bedeutende Hitze im Mauerwerk. Später zieht sich dasselbe bei der Erkaltung wieder zusammen, es entstehen dann schmale Hohlräume zwischen Gebirge und Mauerwerk, welche sorgfältig mit Magnesiazement vergossen werden müssen. Dieser Zement wird ohne Sandzusatz benutzt, da Sand immer geringe Mengen Ton enthält, welche schon genügen, um das Abbinden zu stören. Der erhärtete Mörtel ist weiß, er sieht wie Porzellan aus. Fertigen Magnesiazement stellt die Gewerkschaft Wilhelmshall in Anderbeck her. Hier bedarf es zum gelieferten Zement nur eines Wasserzusatzes. Der Mörtel soll nicht zu dünn angerichtet sein, da er sonst allzu schnell abbindet.

Bisweilen wird der Magnesiazement erst an der Verwendungsstelle aus Magnesiumoxyd und Chlormagnesiumlauge hergestellt. Bezugsquellen für Magnesiumoxyd sind z. B. die Vereinigten chem. Fabriken Akt.-Ges. Leopoldshall-Staßfurt, Haag und van Koolbergen in Leiden (Holland) und Dankers & Co. in Hamburg. Nähere Anleitung zur Zubereitung dieses Zementes aus den genannten Rohmaterialien geben diese Fabriken. Die Kosten von Magnesiazement betragen etwa 15 Pf. für 1 kg.

B. Portlandzement.

1. Eigenschaften des Zementes.

Der künstliche Zement, der Portlandzement, hat in den letzten Jahrzehnten sehr ausgedehnte Anwendung erfahren. Seinen Namen verdankt er seiner Farbe, welche der des Portlandsteins der englischen Küste ähnelt. Die zweckmäßigste Zusammensetzung des Rohmateriales wird jeweils während der Fabrikation beständig geprüft und nach dem Ausfall der chemischen Untersuchung und nach den Ergebnissen von Zerreißproben fortlaufend genau festgestellt. Hier sei nur bemerkt, daß die Rohprodukte etwa zu $^3/_4$ kohlensauren Kalk

und zu $^1/_4$ Ton enthalten. Der verwendete Ton enthält reine Tonerde und Kieselsäure (vgl. das Buch 2 hier S. 123).

Der Preis des Portlandzementes stellt sich am Bau einschließlich Transport und Lagerung etwa auf $2^1/_2$ bis 4 Pf. für ein kg. Bei großen Bauten fällt der Preis noch niedriger aus.

Die Normen, vgl. 7 und 9, S. 124, geben Aufschluß über Bezug und Eigenschaften des Portlandzementes.

Ein Faß wiegt brutto 180 kg (netto 170 kg).

Ein Sack wiegt brutto gut 86 kg (netto 85 kg).

Ein Liter Zement wiegt etwa 1,4 kg.

Das Abbinden des Portlandzementmörtels beginnt sofort nach erfolgtem Wasserzusatz und dauert bei langsam bindendem Zement etwa 12 Stunden und bei schnell bindendem Zement (meistens rote Marke, z. B. rotes Band) etwa $^1/_2$ Stunde. Während der Zeit des Abbindens und der nachfolgenden Erhärtung soll Mörtel oder Beton nicht durch Erschütterungen gestört werden. Man hat daher die hergestellte Mischung nach Zusatz von Wasser tunlichst schnell zu verwenden. Die Mischung muß bei langsam bindendem Portlandzement innerhalb einer viertel oder höchstens einer halben Stunde nach Zubereitung derselben am Bau fertig eingebracht und gestampft sein. Bei Schnellbinder, welcher nur in Ausnahmefällen Verwendung findet, hat die Benutzung sofort nach erfolgtem Wasserzusatz zu erfolgen.

Das Erhärten vollzieht sich bei langsam bindendem Zement in den ersten acht Tagen schnell; es ist nach vier Wochen fast beendet, so daß die Festigkeit in der Folge, etwa ein Jahr hindurch, nur noch wenig zunimmt.

Während des Abbindens liegen Probekörper 24 Stunden an der Luft, hernach, während der Erhärtungszeit, unter Wasser.

Die Zugfestigkeit soll bei der Probe, bestehend aus drei Gewichtsteilen Normalsand und einem Gewichtsteil Zement, nach 28 Tagen 16 kg/qcm betragen und die Druckfestigkeit 160 kg/qcm.

Die Normen enthalten weitere Vorschriften über die Feinheit der Mahlung, insbesondere über die zur Prüfung derselben zu verwendenden Siebe, über die Prüfung der Volumbeständigkeit und über die Herstellung von Probekörpern.

Bei schwachem Frost[1]) kann man noch mit Zementmörtel arbeiten, wenn die Steine trocken und zumal angewärmt sind. Kalk-

---

1) Möller: „Über Verhalten von Portlandzement bei Frost." Deutsche Bauzeitg. 1886, S. 550, 572. Siehe ferner in der Deutschen Bauzeitg.: „Über Frosteinwirkung auf frischen Mörtel" 1887, S. 148 u. 1888, S. 112, 123, 203, 562.

mörtel kann keinen Frost vertragen; er bläht auf. Ein Kalkzusatz zu Portlandzementmörtel ist in dieser Beziehung auch nachteilig. Weitere Angaben über die Behandlung, Mischung und Prüfung des Zementes, vgl. das Buch hier 2, S. 123: Die Deutsche Portlandzement- und Betonindustrie S. 27—87 mit zahlreichen Abbildungen der im Gebrauch befindlichen Versuchsapparate. Indem auf jene ausführlichen Mitteilungen verwiesen wird, seien hier nur die wichtigsten dieser Prüfungsapparate kurz erwähnt, deren Abbildungen ich der vorn S. 124 unter 7 bezeichneten Geschäftsstelle: Chemisches Laboratorium für Tonindustrie, Berlin, verdanke, durch welche diese Versuchsapparate sowie auch Normalsand usw. zu beziehen sind; siehe auch unten 2 b. Als weitere Bezugsquelle für Apparate zur Prüfung von Baumaterialien, besonders Zement sei die Werkstatt des Mechanikers O. A. Richter, Dresden, Güterbahnhofstraße 8 genannt.

2. Vorrichtungen zur Prüfung des Zementes.

a) Die Bindezeit wird mit dem Nadelapparat gemessen (vgl. S. 57 des Buches, hier 2 S. 123).

Als Anfang des Abbindens wird der Zeitpunkt bezeichnet, zu welchem die Nadel 5 mm über der Unterfläche eines Zementkuchens stehen bleibt. Als Abschluß des Abbindevorganges gilt der Zeitpunkt, von dem ab ein Druck der Normalnadel keine Vertiefung auf der Oberfläche mehr veranlaßt.

b) Die Zugfestigkeit wird an Probekörpern, bestehend aus einem Gewichtsteil Zement und drei Gewichtsteilen Normalsand, festgestellt. Über den Normalsand vgl. Gary: Mitteil. aus den Königl. techn. Versuchsanstalten, Berlin 1898, S. 221.

Korngröße zwischen 0,775 und 1,35 mm, enthaltend mindestens 90% Kieselsand und nicht mehr als 0,1% abschlämmbare Teile. Kontrollsiebe sowie der Normalsand selbst sind auch von der Königl. techn. Versuchsanstalt, früher Charlottenburg, jetzt Groß-Lichterfelde zu beziehen.

Die Mischung erfolgt in dem kleinen Kollergange, Abb. 108 und 109. Näheres vergleiche S. 62 des Buches 2, S. 123, oder den Betonkalender. Die Mischung von Zement und Sand erfolgt erst im trockenen Zustande. Darauf ist so viel Wasser zuzusetzen, daß der Mörtel erdfeucht wird. Nach weiteren 25 Umgängen der Schüssel ist die Mischung fertig. Der Mörtel wird nun in die Form, Abb. 110, gefüllt und darauf mit dem Böhmeschen Hammer geklopft. Dieser Apparat führt mit konstanter Fallhöhe des Hammers 150 Schläge aus und steht dann von selbst still.

Der Probekörper wird darauf samt Form 24 Stunden der Luft ausgesetzt und dann in ein Wasserbad gelegt, worin er bis Ausführung des Zerreißversuches verbleibt.

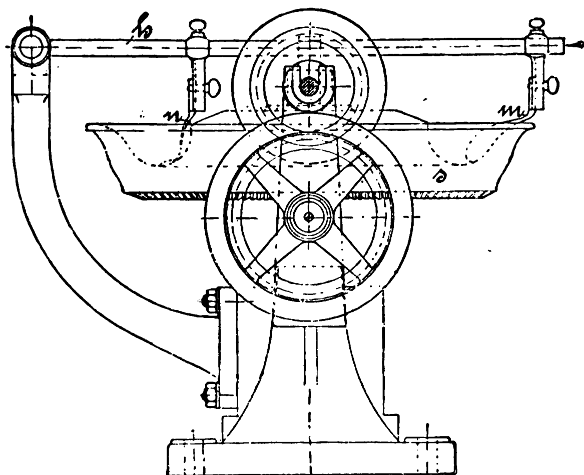


Abb. 108.

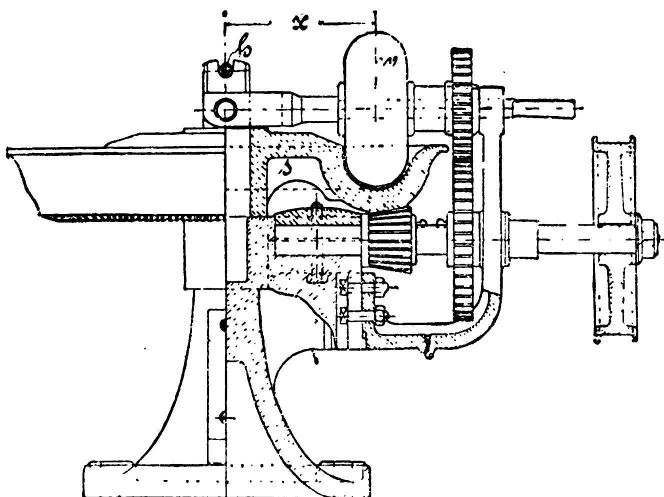


Abb. 109.

Der Apparat zur Prüfung der Z u g f e s t i g k e i t, Abb. **112**, zeigt eine Übersetzung von 1 : 50. Der Querschnitt des Probekörpers an der Einschnürungsstelle mißt 5 qcm. Ohne Eimer herrscht Gleich-

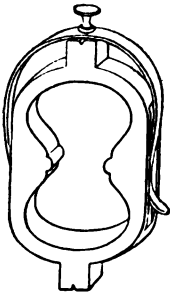


Abb. 110.
Form
für Zerreißproben.



Abb. 112. Zerreißapparat von Frühling-Michaelis.

gewicht. Gewicht G von Eimer und Inhalt (Hagelkörner) gibt $\frac{1}{50}$ des wirkenden Zuges an. So ist die Zugbeanspruchung im Probe-

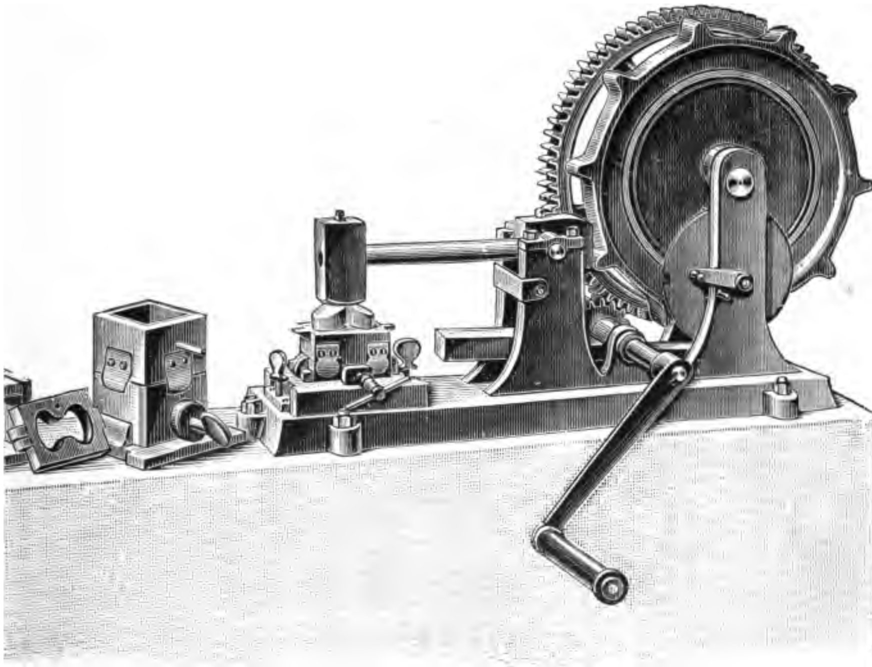


Abb. 111. Böhmescher Hammerapparat.

körper für je 1 qcm Durchschnittsfläche $S = \frac{50\,G}{5} = 10\,G$; z. B. bei $G = 1{,}6$ kg wird $S = 10 \cdot 1{,}6$ kg/qcm $= 16$ kg/qcm.

Vor den Eimer setzt man ein Gefäß mit Fallrinne. Reißt der Probekörper, dann schließt sich im selben Augenblick die Fallrinne der in den Eimer rollenden Hagelkörner. Abb. 113 zeigt die sorgfältige Art der Aufhängung in Schneiden, um die Reibung am Hebelapparat zu vermindern.

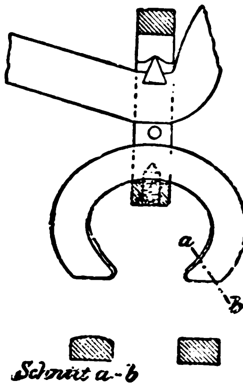


Abb. 113.

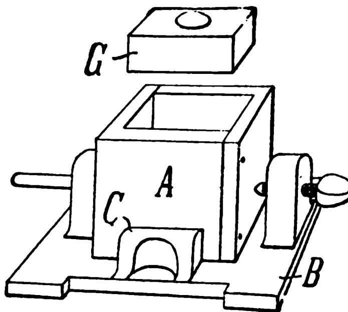


Abb. 114.

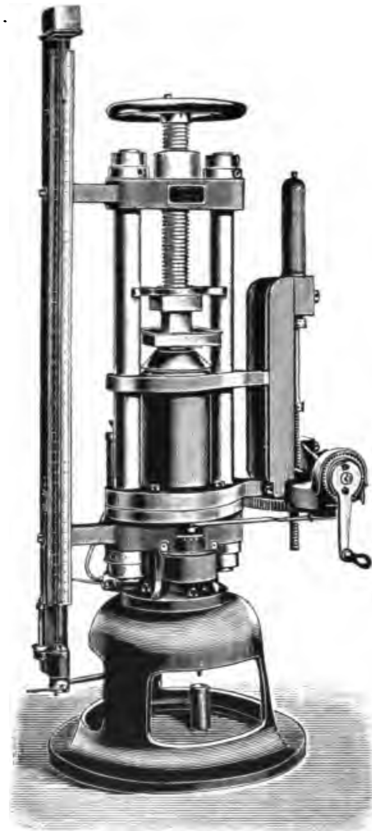


Abb. 115. Hydraulische Presse von Amsler-Laffon zur Prüfung der Druckfestigkeit.

c) Die Druckfestigkeit wird an Probewürfeln festgestellt. Abb. 114 zeigt die Stampfform derselben. Um die Kanten bei gefüllter Form gut stampfen zu können, verwendet man noch einen Aufsatzkasten als Führung der Stampfe.

Die Druckpresse von Amsler-Laffon, Abb. 115 arbeitet mit Ölfüllung. Erzeugt wird der Druck mittels Kurbel, Vorgelege, Zahnstange und Kolben in einem seitlich befindlichen kleinen Zylinder. Der Druck wird von da durch das Öl auf den Preßzylinder übertragen. Der Druck des Oles wird an einem Manometer abgelesen, zunächst aber, bevor er auf das Quecksilber des Manometers wirkt, nach einem bestimmten Verhältnis vermindert, weil die Pressung auf das Manometer andernfalls zu hoch ausfallen würde. Ein Apparat, welcher 30000 kg Druck erzeugt, mißt 210 cm in der Höhe und wiegt 650 kg.

C. Der Beton und seine Zubereitung.

1. Mischungsverhältnisse.

Für Fundamente und Betonmauerwerk verwendet man zweckmäßig die Mischung 1:4:6, bestehend aus einem Volumteil Zement, vier Teilen Sand und sechs Teilen Steinschlag.

Zur Bereitung von 1 cbm dieses Betons in gestampftem Zustande verbraucht man etwa 215 kg Zement, 0,56 cbm Sand und 0,84 cbm Steinschlag.

An den Seiten gegen die Schalung hin bilden sich leicht Hohlräume, hier ist noch etwas Mörtel von der Mischung 1:3 zuzusetzen, wo zufällig viel Steinschlag zusammenliegt.

Für Beton, welcher in Brückentafeln größere Bruchfestigkeit aufweisen soll, empfiehlt sich eine Mischung 1 : 3 : 3, d. h. ein Volumteil Zement, drei Teile Sand und drei Teile Steinschlag.

Zur Bereitung von 1 cbm Beton in gestampftem Zustande verbraucht man bei dieser Mischung etwa 355 kg Zement, 0,7 cbm Sand und 0,7 cbm Steinschlag.

Für die Aufbereitung von 1 cbm Beton wird also an Sand und Stein etwa 1,4 cbm Rohmaterial gebraucht, da der Sand in die Hohlräume zwischen den Steinschlag eindringt. Man rechnet etwa 0,6 Vollraum und 0,4 Hohlraum. Mithin liefern 0,7 cbm Sand und 0,7 cbm Steinschlag nur

$$0{,}7 + 0{,}6 \cdot 0{,}7 = 0{,}7 + 0{,}42 = 1{,}12 \text{ cbm Vollmasse,}$$

welche gestampft auf 1,0 cbm sich zusammenpreßt. Das Zementvolumen ist hier nicht mit in Ansatz gebracht, da der Zement in die Hohlräume des Sandes dringt und daher keine erhebliche Volumenvermehrung herbeiführt.

Kiesbeton zeigt keine so bedeutende Verminderung der Masse bei Verarbeitung des Rohmateriales, da sich hier kleinere Steinchen und Sand schon in den Hohlräumen zwischen den größeren Steinen befinden. Man bedarf bei Kies daher nur etwa 1,15 cbm Rohmasse zur Herstellung von 1 cbm fertigen Betons. Die oben bezeichnete Mischung 1:4:6 entspricht etwa einem Kiesbeton der Mischung 1:8 und die obige Mischung, 1 Z., 3 S. und 3 St. etwa einem Kiesbeton der Mischung 1:5.

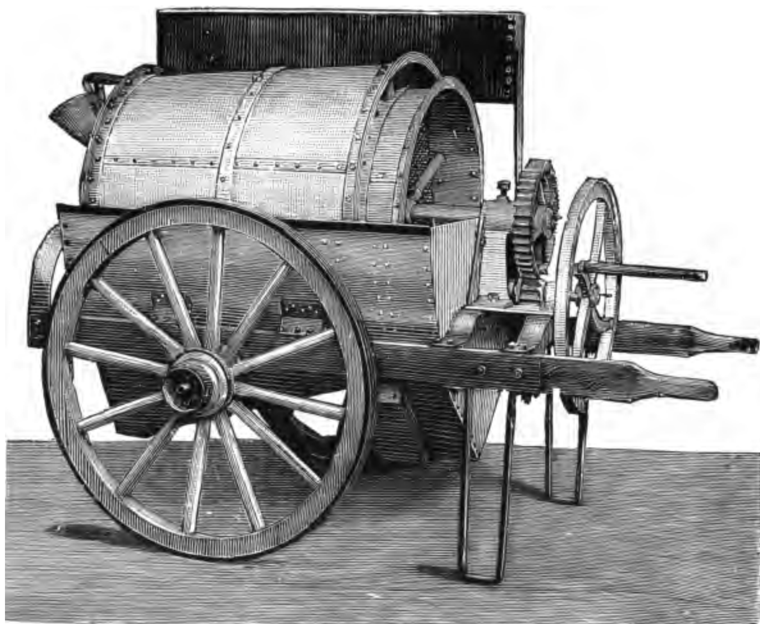


Abb. 116. Sandwäsche und Sortiermaschine.
Gauhes Katal. S. 42.

2. Die Kosten eines Betons der Mischung 1:3:3

stellen sich für kleinere Bauten etwa wie folgt:

0,7 cbm Sand zu 3 ℳ . . .	=	2 ℳ	10 ₰
0,7 „ Steinschlag zu 9 ℳ .	=	6 „	30 „
355 kg Zement zu 4 ₰ . . .	=	14 „	20 „
Mischen und Einstampfen . .		6 „	00 „
1 cbm Beton ohne Schalung		28 ℳ	60 ₰

	Übertrag	28 ℳ	60 ₰
Die Kosten für Gerüste und Schalung auf 3 + 3 = 6 Mark geschätzt, ergibt für je 1 cbm Beton bei einer Betonwand von 1 m Stärke		6 „	— „
Kosten von 1 cbm obigen Betons einschließlich Schalung		34 ℳ	60 ₰

Geringer stellen sich die Kosten bei größeren Bauten, insbesondere bei Verwendung von billigerem Rohmaterial und bei einer mageren Mischung.

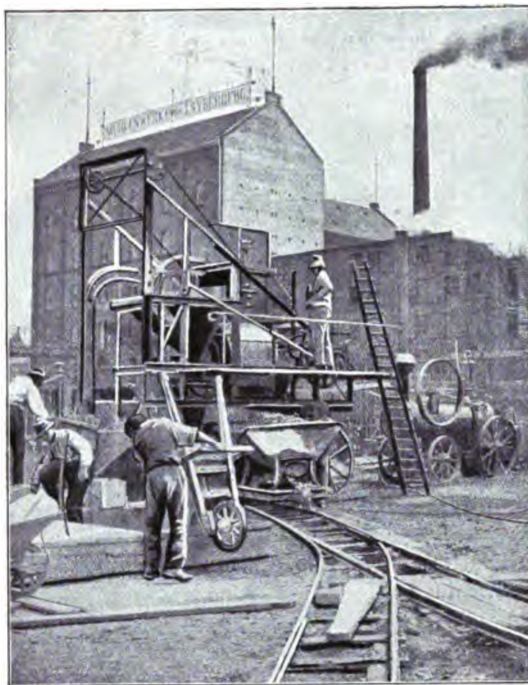


Abb. 117. Betonbereitung mit Mischmaschine auf der Baustelle.

Beispiel: Kosten eines Kiesbetons der Mischung 1 : 8.

1,15 cbm Kies zu 3 ℳ	=	3 ℳ	45 ₰
200 kg Zement zu 3 ₰	=	6 „	— „
Mischen und Einstampfen		4 „	55 „
Schalung bei 2 m starker Betonschicht pro cbm $^1/_2 \times 6$	=	3 „	00 „
1 cbm Beton mit Schalung		17 ℳ	— ₰

Für untergeordnete Zwecke kann ausnahmsweise ein noch billigerer Beton in Frage kommen. Bei zu niedrigem Preise ist der Unternehmer aber auf Verwendung von minderwertigem Rohmaterial angewiesen. Festigkeit und Widerstandsfähigkeit des Betons gegen Verwitterung fallen dann leicht zu unbedeutend aus.

3. Die Druckfestigkeit

eines guten Betons, z. B. von der Mischung 1:3:3, erreicht etwa 200 kg/qcm oder mehr. Man pflegt derartigen Beton bis zu 20 oder höchstens 40 kg/qcm Druck zu beanspruchen, so daß rechnerisch eine fünffache, in Wirklichkeit vielleicht vierfache Sicherheit entsteht. Es ist S. 13 erwähnt, daß die Prüfung des Betons in Würfelform zu höheren Zahlenwerten der Festigkeit führt als längliche Körper darbieten.

Die zur Herstellung eines Betons von bestimmter Festigkeit benötigten Mischungsverhältnisse, zumal bei größeren Bauten, sind nach Beschaffenheit des Rohmateriales besonders zu bestimmen. Ganz allgemeingültige Regeln lassen sich wegen der Verschiedenheit des Materials nicht aufstellen.

Für die Güte des Betons ist in erster Linie die Reinheit und Festigkeit des Rohmaterials entscheidend. Sind die Sandkörner von einer auch nur zarten Lehmhülle umkleidet oder die Steine schmutzig, dann faßt der Zement nicht an; er bleibt vom Sand- und Steinmaterial getrennt.

Ferner sind scharfe Formen des Kornes besser als zu rundliche Stücke. Es ist mithin scharfer Sand zu verwenden. Derselbe ist unter Umständen zu waschen, vgl. die Sandwäsche, Abb. 116. Die Steine sind immer zu waschen oder mindestens abzuspülen. Ein Material von ganz gleichmäßigem Korn ist nicht als bester Rohstoff zu bezeichnen. Das Vorhandensein kleiner Steinchen im Sande oder kleinerer Steinstücke im Steinschlag bedingt ein dichteres Gefüge und einen Beton von größerer Festigkeit.

Der Wasserzusatz soll nicht größer gewählt werden, als zum Abbinden des Zementes erforderlich ist. Ein Übermaß von Wasser bedingt Wassereinschlüsse. Der Beton wird porös und daher nicht ganz so dicht und fest als erdfeucht eingestampfter und dauernd feucht gehaltener Beton. Woselbst die letztere Bedingung aber nicht mit voller Sicherheit erfüllbar ist, verwendet man besser eine etwas feuchtere Mischung. Verliert der Zement während des Vorganges der Erhärtung seine Feuchtigkeit, dann hört die Erhärtung teilweise oder ganz auf. Der Beton wird mürbe. Man mag in gewöhnlichen

Fällen den Beton so feucht anmachen, daß seine Oberfläche bei dem Einstampfen etwas naß, also etwas blank wird. Wasser darf sich aber nicht direkt ausscheiden. Während einiger Wochen ist der hergestellte Beton vor dem Austrocknen, insbesondere vor Bestrahlung durch die Sonne zu schützen. Abdeckung durch Sackleinen und wiederholtes Begießen desselben hat zu erfolgen. Um zu vermeiden, daß an der Oberfläche feine Risse entstehen, ist der Beton mehrere Wochen hindurch abgedeckt zu halten, z. B. durch leere Zementsäcke.

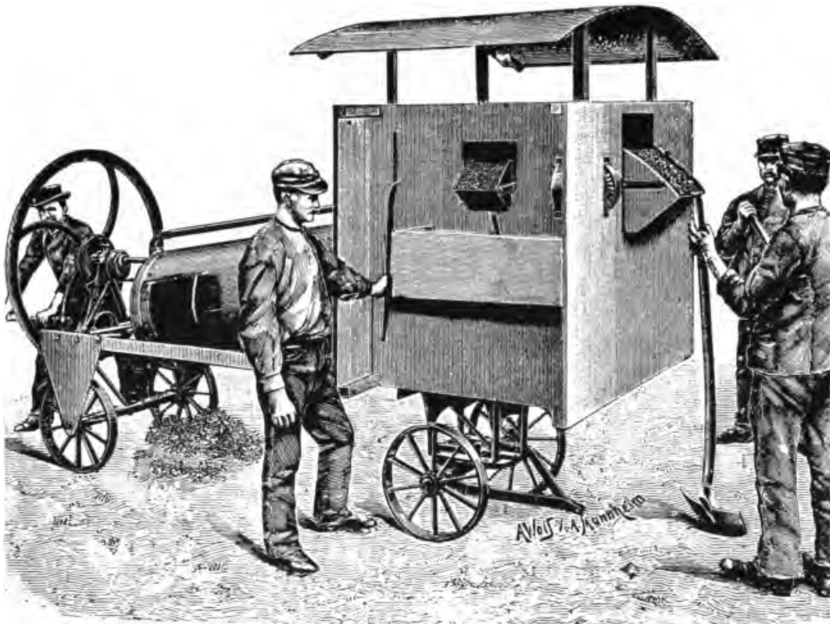


Abb. 118. Mischmaschine No. 5 von Gauhe, Gockel & Co.

4. Das Mischverfahren.

a) Das Mischen mit Hand wird bei kleineren Ausführungen verwendet. Auf einer Pritsche sind Sand und Zement viermal trocken und darauf unter Stein- und Wasserzusatz nochmals viermal zu mischen. Als Pritsche wählt man am besten ein dünnes Eisenblech auf Holzunterlage. Das Mischen erfolgt durch ein Umschaufeln der Masse, wobei dieselbe gestreut und das Untere zugleich nach oben gewendet wird. Der Wasserzusatz erfolgt in vorsichtiger Weise mit einer Brause, so daß die Mischung nicht naß, sondern nur feucht erscheint.

b) Mörtel- sowie Betonmischmaschinen und deren Verwendung.

Eine gleichmäßigere Mischung und eine größere Festigkeit erhält man bei Verwendung von Betonmischmaschinen. Die Zeitschrift Zement und Beton gibt im Jahrg. 1903, S. 22, eine Besprechung



Abb. 119. Betonmischmaschine.
Patent Hüser.

gebräuchlicher Betonmischmaschinen, aus welcher die Abb. 117—120 entlehnt sind.

Abb. 117 zeigt eine Betonmischmaschine auf dem Bauplatze.

Abb. 118, Mischmaschine der Firma Gauhe, Gockel & Co., ähnelt den älteren Mischtrommeln. Das Material durchwandert die längliche Trommel in axialer Richtung, wird dabei durch Knaggen, die an den Wandungen angebracht sind, beständig gehoben und fällt dann vom Scheitel der Trommel wieder zu Boden. Wo gröberer Steinschlag oder grobe Kiesel in der Mischung nicht enthalten sind,

wird das innigere Mischen zudem auch durch eiserne Fallkugeln bewirkt, welche im Zylinder angewendet sind. Die am Vorbau außen angebrachten Meßkasten kippen gleichzeitig nach innen, so daß die richtige Beschickung durch Rohmaterial gesichert ist. Leistung 7 cbm die Stunde.

Abb. 119 zeigt die Betonmischmaschine Patent Hüser, hergestellt von der Firma F. Beyer & Zetsche, Plauen i. Vogtl. Die Mischung erfolgt durch Knetung. Zwei Quirle mit vertikalen Achsen arbeiten das Material durcheinander. Die Maschine steht fest, eignet sich daher in dieser Ausführung für Fabrikbetriebe. Die An-

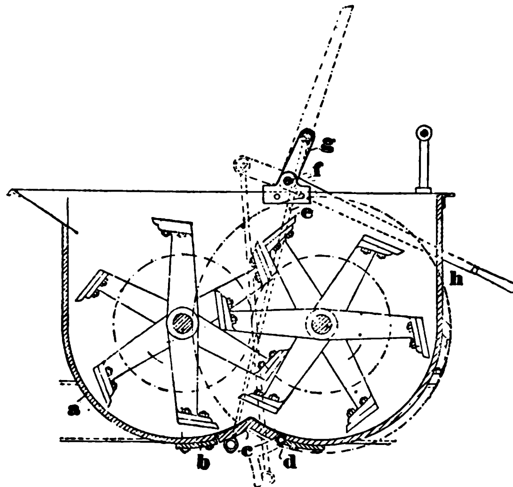


Abb. 120. Betonmischmaschine von Alfred Kunz & Co., Kempten (Bayern).

fertigung erfolgt in sechs Größen, Mischgefäßdurchmesser 600 bis 1500 mm, Antriebskraft 3—10 Pferdestärken, Leistung 8—45 cbm täglich.

Abb. 120 zeigt ein Rührwerk der Mischmaschine der Firma Alfred Kunz & Co., Kempten, Bayern. Der Mischtrog ist oben offen, man kann den Zustand der Mischung übersehen. Die Entleerung erfolgt durch die Bodenklappe *c*, welche mittels Hebel bewegt wird. Die Mischschaufeln schieben die fertige Mischung dieser Öffnung zu.

Der Firma Gauhe, Gockel & Co., Maschinenfabrik „Rhein und Lahn“ in Oberlahnstein a. Rh., verdanke ich die nachfolgenden Abbildungen 121—127.

Die Mörtelmaschine (Trichtermühle), Abb. **121**, lieferbar in sechs Größen, besitzt bewegliche Schaufeln, welche ein Festklemmen des Materials vermeiden. Die Zahnräber sind geschützt; sie befinden sich in einem geschlossenen Kasten über dem Einwurf. Darauf steht der Wasserbehälter.



Abb. 121. Gauhes Mörtelmaschine.
Katal. S. 27.

Die Trogmörtelmaschine, Abb. **122**, ist oben offen; sie gestattet eine Überwachung sowie eine Nachhilfe bei gelegentlichem Festsetzen von Steinchen und ist daher für schwer zu bearbeitendes Sandmaterial geeignet. Leistung bei maschinellem Betriebe 4—6 cbm die Stunde, d. h. soviel wie zwei bis drei Einwerfer aufgeben können. Beide Maschinen sind zumal für Kalkmörtelbereitung empfohlen.

Kipptrogmaschinen haben neuerdings eine große Verbreitung gefunden; vgl. Abb. **123** und **124**. Der hier verwendete perio-

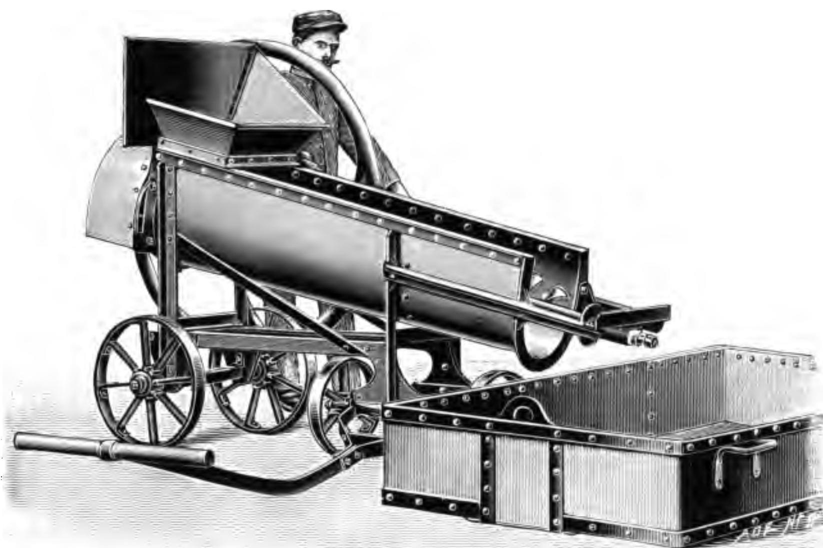


Abb. 122. Gauhes Trogmörtelmaschine. Katal. S. 28.

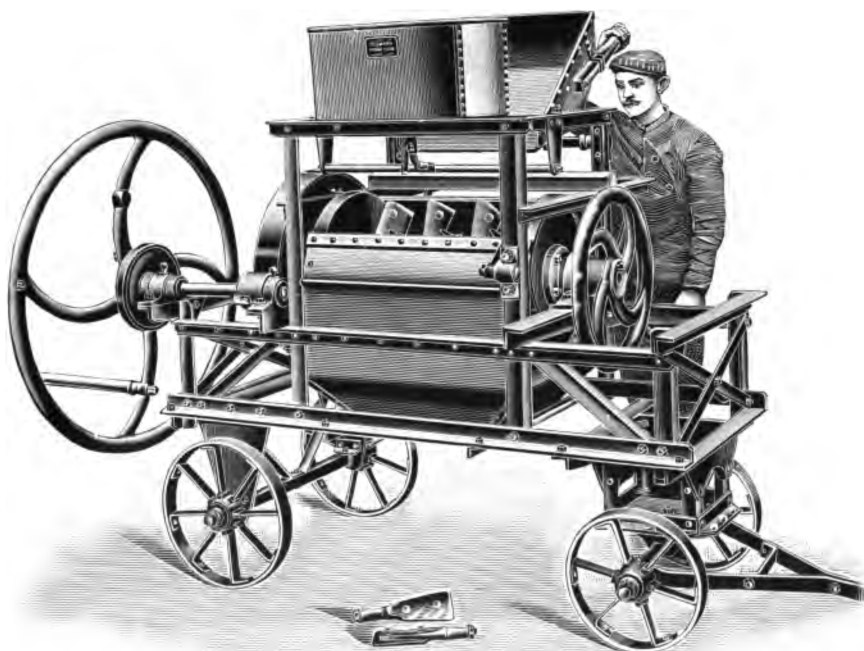


Abb. 123. Gauhes Kipptrog-Mischmaschine. Katal. S. 29.

dische Betrieb kann die höchsten Ansprüche auf Güte der Mischung erfüllen. Durch Versuche wird zunächst festgestellt, wie lange der Mischvorgang dauern muß, um ein vorzügliches Material zu erhalten. In der Folge wird diese Mischdauer automatisch innegehalten. Durch das Kippen der Mischtrommel gelangt die Öffnung nach unten, welche sich vordem bei der Beschickung oben befand. Während des Mischens ist die Öffnung durch eine Klappe geschlossen. Verwendet für Mi-

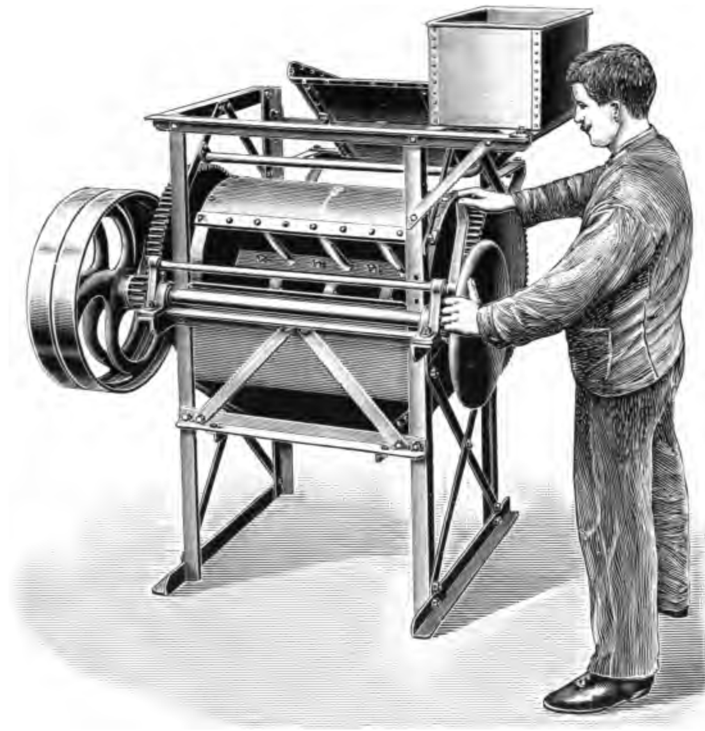


Abb. 124. Kipptrog-Mörtelmischmaschine.

schung von Sand, Asche, Sägemehl, Kalk, Zement, Gips usw. bei Hand- und maschinellem Betriebe.

Betonmaschinen. Abb. 125 zeigt die ältere Art des Mischens mit kontinuierlichem Betriebe, welche noch vielfach im Gebrauch ist. Die Bedienung ist eine sehr einfache. Der Betrieb erfolgt durch Hand oder maschinell. Tagesleistung bis 50 cbm.

Die Kipptrogbetonmaschine von Gauhe, Abb. 126, hat ausgedehnte Anwendung gefunden; sie arbeitet sicher. Die Mischung

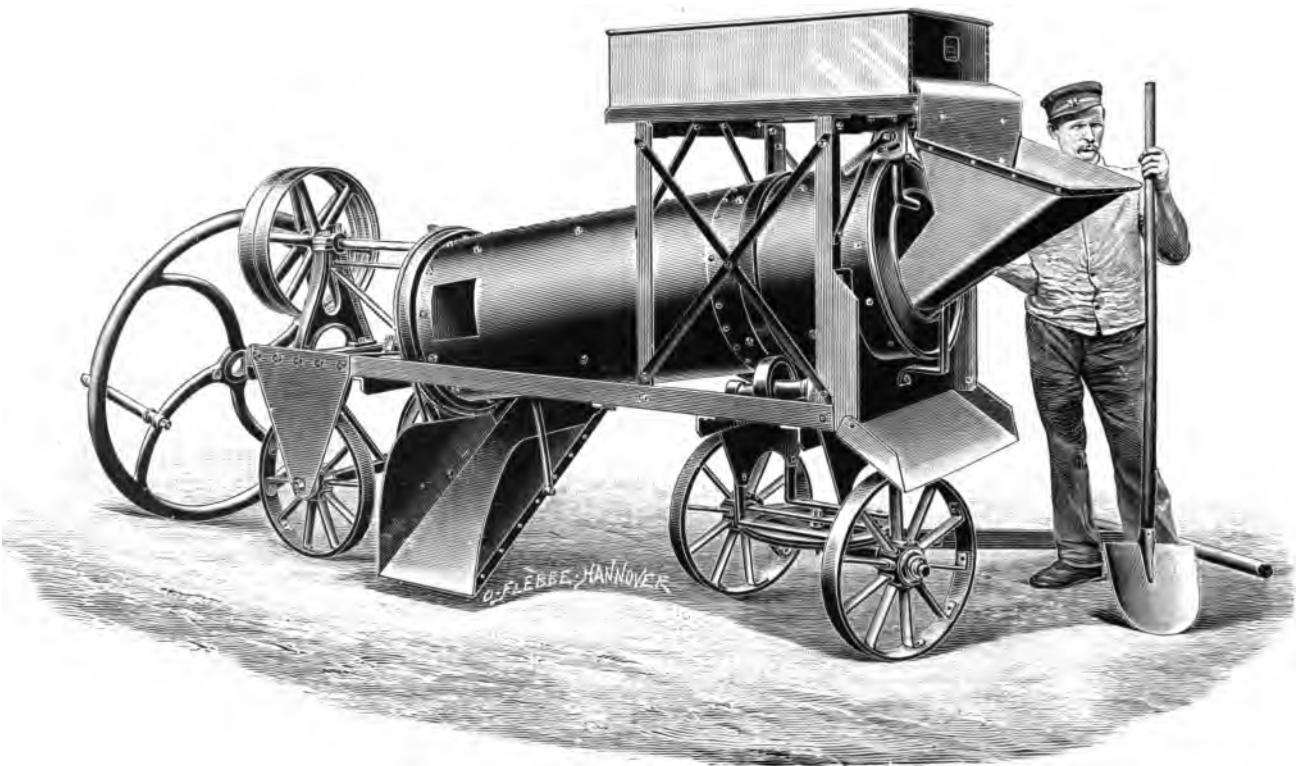


Abb. 125. Betonmaschine, Zylinder- oder Trommelsystem. Katal. Gauhe (S. 31).

fällt ganz gleichmäßig aus, vgl. die Erläuterung zu den Kipptrogmaschinen Abb. 123 und 124 (S. 140).

Es sei noch besonders hervorgehoben, daß man die Maschine zu ebener Erde aufstellen, und mit Hilfe der vorn angebrachten und dann verlängerten Hubvorrichtung die Mischung mehrere Stockwerke

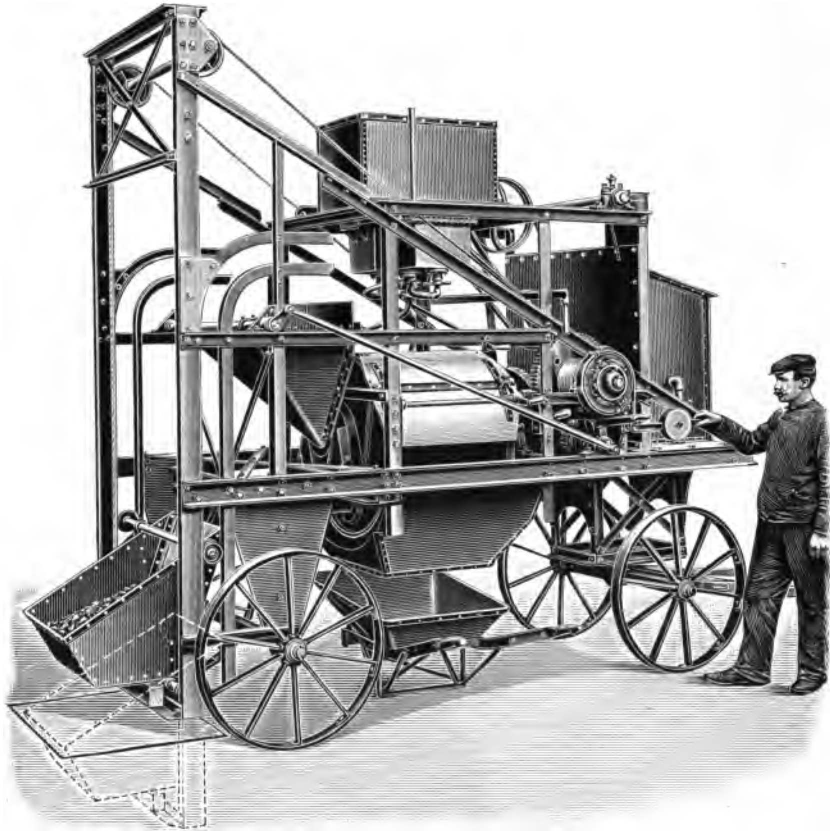


Abb. 126. Neue Kipptrog-Betonmaschine mit Hebevorrichtung.
Patent Gauhe, Katal. S. 34.

heben kann. Anderseits ist es auch möglich, das Rohmaterial ein Stockwerk tiefer anzufahren und dort in die Schüttgefäße zu werfen. Diese heben dann das Rohmaterial bis zu demjenigen Stockwerke empor, wo die Maschine steht. Tagesleistung bis zu 400 cbm.

Von den vielfachen Anwendungen dieser Betonmaschine sei diejenige bei dem Bau der Hochbahn „Dresden-A." hervorgehoben.

Dort arbeiteten acht solche Maschinen in 8 m Höhe. Auch hat Rudloff mit den Kipptrogmaschinen bei den Hafen- und Dockbauten zu Bremerhaven Versuche angestellt. Er sagt S. **164** des Sonderabdruckes seiner Mitteilungen:[1]) Die Gauhe & Gockelschen Maschinen wurden vor ihrer Inbetriebsetzung auf der Baustelle hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit in der Fabrik geprüft. Die Trommeln dieser Maschinen haben **0,75** m Halbmesser, **1,4** m Länge, einen Rauminhalt von **1,84** cbm und liefern bei einmaligem Gange

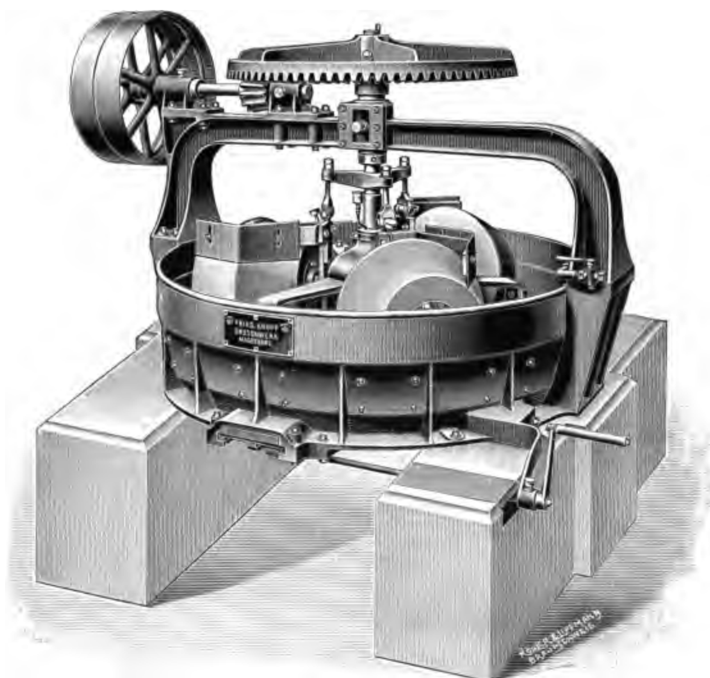


Abb. 127. Misch-Kollergang.
Grusonwerk, Fr. Krupp.

je $^1/_2$ cbm Beton. Die Trommel dreht sich um eine wagerechte, feste Achse. Innen am Mantel der Trommel befinden sich fest angebrachte schräge Schaufeln, welche das Material heben, verteilen und übereinander stürzen. Die Mischung erfolgt in ebenso kurzer Zeit, wie bei den Bünger & Leyrerschen Maschinen und in ebenso inniger Weise, bei einem geringeren Kraftverbrauch. Die Maschinen von Bünger & Leyrer, Düsseldorf, haben einen oben offenen Trog

1) Zeitschr. f. Arch. u. Ingw., Hannover 1902.

Eine neuere Maschine von Gauhe zeigt den Kipptrog in Verbindung mit einem Elektromotor als Antriebsmaschine; diese befindet sich in einem verschließbaren, auf dem Fahrgestell des Kipptroges montierten Kasten.

Der Kollergang liefert einen Mörtel von großer Dichtigkeit und Festigkeit (vgl. die Mörtelbereitung an der Schleusenbaustelle zu Holtenau am Kaiser-Wilhelm-Kanal). Derartige Kollergänge für Beton-, Traßmörtel- und Kunststeinbereitung mit Hartgußläufern liefert das Grusonwerk von Krupp in Magdeburg-Buckau.

c) Betonbereitung unter Wasser.

Die Bereitung von Beton unter Wasser ist auch durch Einspritzen[1]) von dünnflüssigem Mörtel oder Einblasen von trockenem Zement in Kiesmassen versucht worden. Die Anwendung dieses Verfahrens blieb aber eine beschränkte.

D. Die Schüttung des Betons.

1. Über Wasser.

Da die Festigkeit des Betons wesentlich durch dessen Dichtigkeit bedingt wird, ist die frisch geschüttete Mischung fest einzustampfen. Dabei muß die Betonmasse auf fester Unterlage z. B. auf einer hinreichend starken Schalung liegen, damit nicht Rißbildungen in dem benachbarten, schon gestampften Beton entstehen. Insofern ist ein Einstampfen in dünnen Schichten vorzuziehen. Die Schläge brauchen dann nicht so heftig zu sein, und das ist für den benachbarten fertigen Beton von Vorteil. Die Schichtstärke darf bis 15 oder 20 cm betragen. Bei zu starken Schlägen entstehen Spalten in dem noch weichen Beton, zumal wenn dieser wenig feucht ist. Zum Schluß sind daher leichte Schläge auszuführen. Die Stampfwerkzeuge bestehen am besten aus Eisen; sie müssen an der Unterfläche vollkommen glatt und blank sein, damit der Zement an ihnen nicht haftet.

2. Betonschüttung unter Wasser.

Bei Schüttung des Betons durch Wasser hindurch tritt die Gefahr einer Auswaschung der Masse ein. Der Zement wird abgespült, hält sich im Wasser schwebend, bindet ab und sinkt später langsam zu Boden. Er bildet dann den Betonschlamm. Dieser ist von Zeit

1) Handb. d. Ingw. 3. Aufl. Band I, Kap. VI, S. 157—158.

zu Zeit mittels Schlammpumpe abzusaugen oder mittels Sackbagger abzukratzen. Bei der Schüttung unter Wasser kommt es daher in erster Linie darauf an, die Auswaschung des Betons zu verhüten oder zu vermindern. Die Bedingungen sind: ruhiges Wasser, kein Durchströmen des frischen Betons durch Wasser, also seitlicher Abschluß gegen das Wasser hin beim Einbringen des Betons. Besonders nachteilig wirkt eine Strömung von unten nach oben, also die Wirkung von Quellen. Der Wasserstand darf daher in der Baugrube nicht künstlich abgesenkt werden, wenn durch Wasser hindurch betoniert wird.



Abb. 128. Betontrichter für Schüttung unter Wasser.
Aufgenommen vom Hafenbauamt Crefeld-Linn.

a) Bei geringer Wassertiefe bis zu $^1/_2$ m schüttet man den Beton von einer Ecke aus. Man bildet eine Insel aus Beton, schüttet die neue Masse auf diese und drückt sie am Rande in die alte Masse hinein. Das Wasser darf dabei nicht in Unruhe geraten. Auch Eimer, welche unten durch Zug an einer Leine, die unter dem Boden des Eimers angebracht ist, gekippt werden, kann man bei geringen Wassertiefen und kleinen Arbeitsleistungen benutzen.

b) Der Betontrichter (trémie à béton, beton-funnel) ist trefflich verwendbar für Betonschüttungen bei größerer Wassertiefe. Der Beton schiebt sich an der Sohle langsam aus dem Trichter heraus, ohne eine Ausspülung zu erleiden. Es ist jedoch zu beachten, daß der Trichter immer bis über dem äußeren Wasserspiegel mit Beton gefüllt sein muß, denn sonst strömt in den Trichter Wasser von

unten nach oben, und das Auswaschen des Zementes tritt ein. Um eine derartige mangelhafte Bedienung mit Sicherheit zu verhindern, ist außer dauernder Aufsicht die Anordnung einer kräftigen Bewegungsvorrichtung mit hinreichender Übersetzung erforderlich, damit die Leute den vollen Trichter ohne große Anstrengung verschieben können. Hierauf zu achten, ist Sache des bauleitenden Beamten.

Abb. 128 zeigt den oberen Teil eines Betontrichters der Firma Grün & Bilfinger, Mannheim, bei dem Bau der Hafenufermauer am neuen Crefelder Hafen benutzt. Vgl. auch Band II, vierter Abschnitt: Schleusenbau Abb. 225.



Abb. 129. Betonkübel.
Menck & Hambrock.



Abb. 130. Segmentkübel.
Menck & Hambrock.

c) Betonkübel oder Kasten zum Versenken des Betons verwendet man bei größeren Wassertiefen. Bei der Abwärtsbewegung sind die Bodenklappen geschlossen; sie werden durch einen Riegel am untersten Punkte zusammengehalten. Der Riegel läßt sich durch den Hebel und durch Ziehen an der links seitlich befindlichen Schnur lösen. Das geschieht, wenn der Kübel die Sohle fast erreicht hat. Bei dem Öffnen der Bodenklappen fällt der Beton eine kleine Strecke weit durch Wasser.

Bei Verwendung des Segmentkübels, vgl. Abb. 130, dessen beide Teile zusammen einen halben Zylinder bilden, tritt der Beton sanfter aus. Das Öffnen ist aber nicht so bequem.



Abb. 131. Vorrichtung zum Versenken von Beton.
Aufgenommen von Knackstedt & Näther, Hamburg.

Bei Herstellung des Betonfundamentes der großen Schleusen zu Brunsbüttel am Kaiser-Wilhelm-Kanal benutzte die Firma Vering eine in Abb. 131 dargestellte Vorrichtung, mit welcher täglich etwa 800 cbm Beton versenkt worden sind. Zu beiden Seiten der Baugrube liefen Gleise mit Längsteilung. Quer herüber lag eine Schiffbrücke mit steifem Horizontalverband, ein Lineal bildend und zugleich ein Transportgleis tragend. Der Versenkungsapparat, auf zwei Prähmen ruhend, lag an dieser Brücke. Er verschob sich nach erfolgter Versenkung von Beton längs der Brücke und diese in der Querrichtung um etwa 50 cm, wenn eine Reihe durchgeschüttet war. In Abb. 131 hängen links die zu füllenden Betonkasten, und zwar an Drahtseilen, die nach den inmitten des Gerüstes stehenden Bremsscheiben laufen, von da rechts nach oben und weiter über Rollen, wo sie Gegengewichte tragen. Letztere sind mit Steinen gefüllte Kästen, deren Wandungen mit Löchern versehen sind. Das Gegengewicht ist schwerer als der leere Betonkasten; es zieht diesen hoch. Die Bremse bleibt angezogen, bis der Kasten mit Beton gefüllt ist. Darauf wird die Bremse freigegeben. Der Betonkasten senkt sich schnell, das Gegengewicht steigt empor. Im Augenblick, wo dasselbe aus dem Wasser kommt, ist es schwerer als der gefüllte Betonkasten; es bremst denselben, so daß dieser unten nicht aufstößt. Inzwischen hat sich aber der Gegengewichtkasten durch die Bodenlöcher seines Wasserinhaltes entleert; er ist leichter geworden, der Betonkasten sinkt nun das letzte Stück langsam zu Boden.

d) Der Beton kann auch in Säcken versenkt werden, in welchen er unter Wasser erhärtet. Die Anwendung dieses Verfahrens ist sehr beschränkt. Beispiel: Gründung der Hafenmole von Bilbao.[1])

VII. Herstellung der Baugrube.

A. Aussteifung der Baugrube, insbesondere auch Spundwände
(Fouille de fondation — foundation-ditch).

Oberhalb des Grundwassers erfolgt die Beseitigung des Bodens bei kleineren Baugruben durch Abgrabungen, unter größeren Ver-

1) Ann. des ponts et chaussées 1898, I, S. 448 und Handb. d. Ingw. 3. Aufl.; Bd. I, Kap. VI, S. 117 u. 157.

hältnissen durch Trockenbaggerung (vgl. X: Baggerungen). Auch unter Grundwasserspiegel ist meistens die Trockenarbeit billiger als die Naßbaggerung.

Man pflegt daher durch Ausschöpfen des Wassers den Grundwasserspiegel zu senken, und zwar bis auf die Sohle der Baugrube oder noch tiefer. Es darf der Boden aber dabei nicht seitlich in die Baugrube hineinrutschen.

Gewachsener Boden steht über Grundwasser einige Wochen oder Monate hindurch in der Neigung 1 : $^3/_4$, also steiler als 45°.

1. Schalwand.

Bei schmalen Baugruben zieht man den vertikalen Ausbau vor. Man gräbt erst bis 1 oder $1^1/_2$ m tief einen Schlitz, wofern der

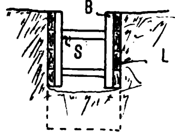


Abb. 132.

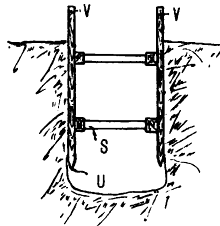


Abb. 133.

Boden sich einstweilen so weit selbst hält und bringt dann Schalbohlen *L*, Brusthölzer *B* und Spreizen oder Stempel *S* an, vgl. Abb. 132.

2. Streichwand.

Wo der Boden zu leicht rutscht, so daß man einen vertikalen Aushub ohne Schutz nicht mehr vornehmen kann, beginnt man zunächst vertikale Bohlen (Streichwände) in den Boden zu schlagen; vgl. Abb. 133, und diese auszuspreizen in dem Maße, wie der Boden zwischen den Wänden fortgegraben ist. Bei kiesigem Untergrunde dringen die Bohlen schlecht in den Boden ein, man pflegt dann den Boden vor den Spitzen *U* (Abb. 133) wegzukratzen und die Bohlen nun erst tiefer zu schlagen.

Abb. 134 zeigt die Verwendung der Spannköpfe von Gauhe, Gockel & Co. in Oberlahnstein a. Rh., Katalog S. 53. Die Stempel werden mit Hilfe einer Schraube in Spannung versetzt.

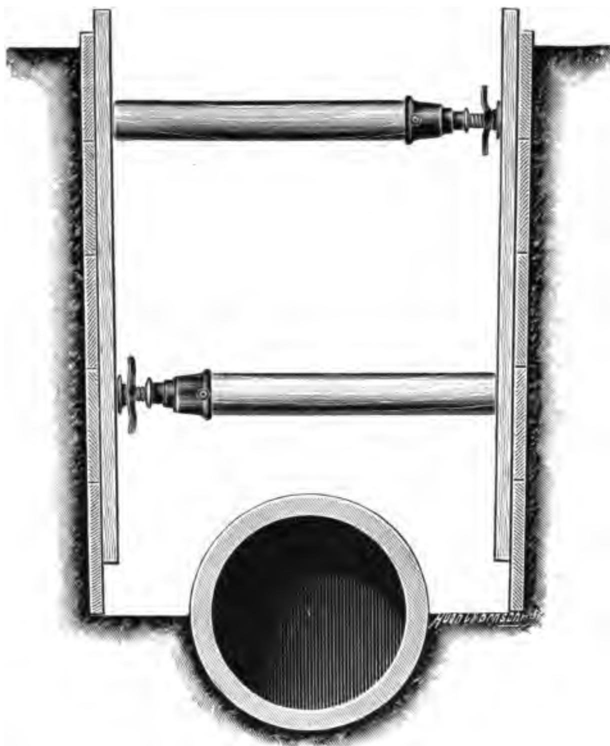


Abb. 134. Spannköpfe.

3. Spundwand

(File oder cours de palplanches; paling oder row- oder sheet-piling).

Spundbohle (palplanche, grooved and tongued pile).

a) *Spundwände aus Holz.*

1. Spundung.

Die Verwendung von Spundwänden wird insbesondere erforderlich, wenn nicht nur der Boden, sondern auch Wasser von der Seite her zurückgehalten werden soll. Über die Aussteifung der Baugruben für Kanalbauten, die Längen und Stärken der Bohlen und Hölzer, ihren Schutz gegen Aufspalten durch Bandeisenbeschlag etc. berichtet Hobrecht, „Kanalisation von Berlin", S. 183 und Atlas, Blatt 7.

Abb. 135 gibt unter *a* die beste, die quadratische Spundung. An einer Ecke schlägt man den Bundpfahl *b*. Der vortretende Teil,

der Spund, ist in der Nut dicht schließend zu machen; ein Druck nach der Seite darf aber nicht ausgeübt werden, sonst spalten die Seitenwangen der Nut ab. Der Spund muß noch gerade mit Hand in die Nut hineingedrückt werden können, anderenfalls ist er abzuhobeln. Bis zu 7 cm Bohlenstärke hinab läßt sich die rechtwinklige Spundung noch anwenden, bei Stärken von 5 bis 7 cm, zumal wenn wenig Wasserandrang vorhanden ist, verwendet man besser die Keilspundung *b*. Die süddeutsche Bauweise *c*, Abb. 135, hat den Vorzug, daß die Wandungen neben der Nut stärker ausfallen und die Nutbohlen nicht so leicht aufspalten. Vgl. die Abb. 35, 38 und 39 der Ufermauer Köln sowie die nebenstehende Abb. 136, beides Ausführungen süddeutscher Unternehmerfirmen. Zu Abb. 136 vgl. auch die Herstellung des Betonbettes dieser Ufermauer, Abb. 128. Auch die Ausspreizung der Baugrube durch quergelegte Hölzer sei in Abb. 136 beachtet, sowie die Verwendung der Lehren aus Holz, welche die Mauerflucht und ihre äußere Böschung angeben. Das Material des Verblendmauerwerks ist dort Basalt.

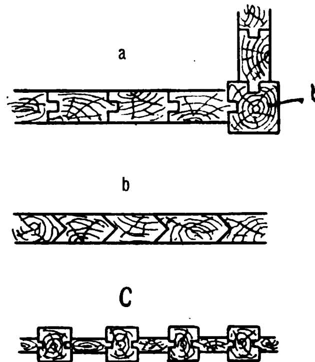


Abb. 135. Spundung.


Abb. 136. Baugrube der Ufermauer des Hafens Crefeld-Linn.
Aufnahme der Bauverwaltung.

Auch Abb. 137 zeigt die zur Aussteifung einer Schleusenbaugrube verwendeten Querriegel. Sie nehmen den seitlichen auf die Spundwände von hinten wirkenden Erddruck auf; sie machen den Eindruck einer Gebäudebalkenlage und sind wegen ihrer Länge durch einen Unterzug und durch stehende Pfosten gestützt. Letztere müssen mit fortschreitender Betonschüttung gegen kürzere Stützen ausgewechselt werden, damit keine Löcher im Beton dort verbleiben, wo die Pfosten standen.



Abb. 137. Einfahren und Stampfen des Betons an der Unterschleuse des Großschiffahrtsweges bei Breslau.
Aufnahme der Bauverwaltung.

2. Vorrichtung zum Anziehen der Spundwand beim Rammen derselben.

Abb. 138 zeigt eine Vorrichtung zum Anpressen der neu zu rammenden Bohlen *B* mit Hilfe der Winde *W* und einer um die Bohlen geschlungenen Kette *L*. Gegen die Spundwand werden als Zwischenlagen zuerst Klötze *K* mit Nut oder Spund gesetzt, damit die Spundbohlen nicht leiden. Die Seitenriegel (Gurt- oder Leithölzer genannt) werden bei *J* durch Klotz- und Schraubbolzen und auch am Bundpfahl *P* zusammengehalten. Statt mit Kette und Winde kann man rechts die Bohlen *B* auch durch Keile antreiben; vgl. Hagen 1, Taf. 17.

3. Eckausbildungen bei Spundwänden.

Einige Schwierigkeit bereitet der Übergang von einer schrägen Wand *a* zu einer vertikal gerammten Wand *f*.

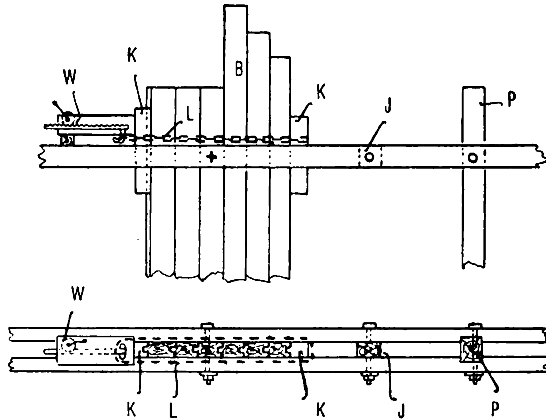


Abb. 138.

Abb. 139 läßt einen Zwickel *Z* ($\beta\ a\ \gamma$) erkennen, durch welchen Erde und Wasser hindurchtreten können, falls *Z* nicht besonders geschlossen wird. Zu dem Zweck werden schräge Spundbohlen *c* mit dem Bundpfahl *b* nach rechts in einer Flucht bündig gerammt. Der vertikale Bundpfahl *d* streicht dann

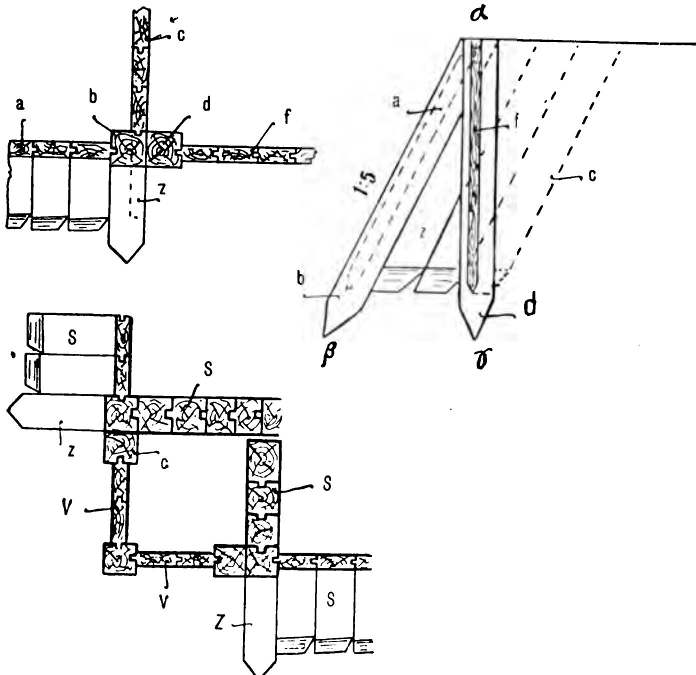


Abb. 139.

an dieser Wand hinab ohne Eingriff, aber fest anliegend. Der untere Teil der Bohlen *c* schließt den Zwickel *Z*.

Abb. 139 zeigt unten den Grundriß für eine Eckausbildung zweier schräger Spundwände. Bohlen *S* und Bundpfähle *Z* sind schräge, die Hölzer *c* und *V* vertikal gerammt.

Abb. 140 gibt eine andere Lösung der Ecke. Die Schrägbohlen sind hier im Bogen herumgeführt. Um unten zu schließen, sind dieselben konisch bearbeitet, unten breiter als oben. Angewendet bei Rammungen der Hafenbauten in Bremerhaven.

In den Skizzen ist die Neigung der Bohlen übertrieben gezeichnet. Es kommen bei Spundwänden selten Neigungen flacher als 1 : 5 vor, meist 1 : 5 oder steiler.

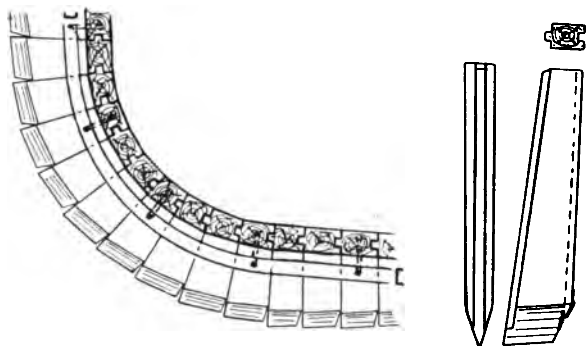


Abb. 140.

4. Stark geneigte Spundwände.

Pfähle rammt man gewöhnlich bis zur Neigung 1 : 3. Bei flacherer Neigung ist die Ramme besonders zu stützen, auch hemmt dann die Reibung den Bär bei seiner gleitenden Bewegung nach abwärts. In Sonderfällen kann man aber auch in noch flacherer Neigung rammen. Der Bär erhält dann Rollen, vgl. Abb. 141.

Am Fuße des Uferwerkes einer Strandstraße war eine Spundwand zu schlagen. Um diese von Erddruck tunlichst zu entlasten, wurde nach meinem Vorschlage eine Neigung von 45° gewählt. Die Abb. 141 zeigt den Vorgang der Rammung. Wasserdruck von hinten kann eine solche Wand nicht vertragen, da das Wasser eine breite Fläche trifft und hebend wirkt. Die Wand erhielt Abzugslöcher für austretendes Grundwasser und eine Verankerung nach hinten auf Zug. Bei dem Bau fuhr in einiger Entfernung ein Torpedofahrzeug

so schnell an der Spundwand vorbei, daß eine Welle fast 2 m hoch über die Wand hinwegging, und dies zwar, als die Wand hinten noch nicht dicht hinterfüllt war. Das gab für einen Augenblick einen großen Wasserdruck, zuerst von vorn und gleich darauf von hinten.



Abb. 141. Schräge Spundwand, Uferbau Badeanstalt Kiel.
Eigene Aufnahme.

Letzterer beschädigte eine kleine Strecke der noch nicht hinterfüllten Wand. Die Welle hatte den Zwischenraum zwischen Boden und Spundwand mit dem unter Druck stehenden Wasser gefüllt. Nach erfolgtem festen Anschluß des oberen Deckwerkes an die Spundwand konnte sich später hinter der Wand kein Druckwasser mehr bilden.



Abb. 142. Rammarbeiten an der Schleuse bei Groschowitz: Kanalisierung der Oder.
Aufnahme der Bauverwaltung.

5. Rammung großer Spundwände.

Abb. 142 zeigt den Vorgang der Rammung einer großen Spundwand. Es werden zweckmäßig immer mehrere Bohlen, zu einer Tafel vereinigt, angesetzt und dann der Reihe nach alle um ein gewisses Stück, z. B. einen Meter niedergerammt. Erst dann beginnt wieder die Rammung bei der ersten Bohle. Die Bohlen bleiben so besser geführt, als wenn jede Bohle auf einmal ganz niedergerammt wird. Übrigens werden immer zwei Bohlen durch Spund und Eisenklammern vereinigt, oben mit einem Ring versehen und wie ein Bohlstück behandelt.

b) *Spundwände aus Eisen.*

Der eiserne Spundpfahl bietet ein sehr willkommenes Mittel, bei großen Wasserbauten tiefgreifende Spundwände von hohem Widerstandsmoment herzustellen. Zuerst benutzte man die im Handel vorhandenen I-Eisenprofile (s. Abb. 143), und zwar dort, wo es galt, unter erschwerenden Umständen eine Spundwand zu rammen. Man erreichte jedoch auf diese Weise keine zweckmäßige Auswertung des Eisenmaterials; es ist da zu viel Querschnittsfläche nahe der neutralen Achse angehäuft. Die I-Eisen rammen sich aber leichter als Holz. Die Erschütterungen fallen daher für etwa benachbarte Gebäude geringer aus, und das an sich rechtfertigte schon die Verwendung von Eisen, z. B. in Baugruben neben vorhandenen Gebäuden oder dort, wo der Baugrund steinig ist, obwohl die Kosten der Spundwände aus I-Eisen recht erheblich sind.



Abb. 143.
Spundwand aus I-Eisen.

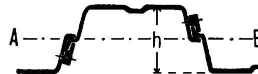


Abb. 144.
Profil Larßen, Schmidt & Taaks.

Leichter und deshalb auch weit billiger fällt hingegen die eiserne Spundwand bei einem bestimmten, zu erreichenden Widerstandsmoment dann aus, wenn man die Eisenmassen von der neutralen Achse *A B* abrückt. Man kann so einen Träger der Steghöhe *h* (s. Abb. 144) erhalten, bei welchem sich nur wenig Eisen nahe der neutralen Achse *A B* befindet. Das ist, wiewohl noch nicht vollkommen, durch das zum Patent angemeldete Profil Larßen erreicht, welches die Firma Schmidt & Taaks in Bremen im Alleinvertrieb

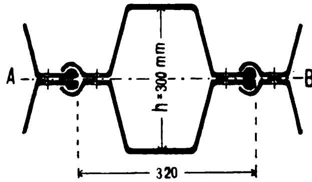


Abb. 145. Profil Krupp.

verwendet. Einige Ausführungen dieser Firma liegen bereits vor, welche die Verwendbarkeit dieser Profile und die bedeutenden Vorzüge der eisernen Spundwand überhaupt erkennen lassen.

Abb. 145 zeigt ferner eine der Firma Krupp in Essen patentamtlich geschützte eiserne Spundwand, welche schwerer ist als die dem Wellblech ähnelnde Spundwand der Abb. 144, dafür aber auch ein weit größeres Widerstandsmoment besitzt.

Ein wesentlicher Fortschritt dieser Anordnung, gegenüber der in Abb. 144 gezeigten, ist darin zu erkennen, daß durch Niete die Scherkräfte, welche zwischen den beiden Flanschen im Steg eines jeden Trägers auftreten, hier völlig zur Übertragung gelangen. Das ist im vorigen Profil (Abb. 144) nicht erreicht, so daß man das Widerstandsmoment bei dem Profil von Larßen nicht so ohne weiteres aus der Abmessung h ableiten darf. Dieses hat also weniger Widerstandsfähigkeit als ein Wellblech gleicher Stärke von der Höhe h. Es eignet sich daher mehr zur Herstellung leichterer Spundwände, während das Profil Krupp das große aus der Trägerhöhe h sich rechnerisch ergebende Widerstandsmoment voll besitzt. Dieses wird für je einen Spundpfahl zu 692 cm³ angegeben oder für 1 lfd. m Baulänge der Spundwand zu

$$W = \frac{692 \cdot 1000}{320} = 2163 \text{ cm}^3.$$

Bei dem Vergleich zwischen der Festigkeit der eisernen und der hölzernen Spundwand ist zu beachten, daß Holz unter Wasser weich wird und in dem völlig durchnäßten Zustande nicht dieselbe Bruchfestigkeit besitzt wie trockenes Holz.

Die Spundpfähle, Profil Krupp, lassen sich in geeignetem Boden unter Mitbenutzung von Spülung und in steinigem oder anderweit festem Boden, mit spitzen Stahlschuhen versehen, eintreiben.

Derartig starke Spundwände eignen sich zumal für große Tiefen, wo bedeutende Seitenkräfte, sei es durch Erd- oder Wasserdruck veranlaßt, auftreten.

Es ist noch zu erwähnen, daß die eiserne Spundwand über Wasser emporreichen und in feste Verbindung mit einem massiven Aufbau gebracht werden kann, so daß dieser durch sie eine erhebliche Verstärkung erfährt. Die hölzerne Spundwand muß hingegen in der Wasserlinie abgeschnitten werden, da Holz über Wasser fault; sie bildet also kein Konstruktionsglied des Aufbaues. Ferner kann an

der See, wo der Bohrwurm auftritt und Holz in wenigen Jahren zerstört wird, die eiserne Spundwand ein wertvolles Baumittel bilden. Auch der Umstand, daß sich das Eisen in großen Längen walzen läßt, wie das Profil, Patent Krupp, bis zu 60,0 m Länge, wird die Verwendbarkeit der eisernen Spundwand erheblich steigern.

c) *Spundwände aus Eisenbeton.*

Wände, welche bei Niedrigwasser auf längere Zeit außer Wasser geraten, sind neuerdings auch aus Eisenbeton hergestellt, und zwar nach Art des eisernen Spundpfahles, Abb. 166 im Abschnitt IX A. Vgl. auch die Uferwand bei Husum, Abschnitt V, S. 117. Über diese und Uferbauten in Eisenbeton, hergestellt am Ruhrorter Hafen, sind Veröffentlichungen vielleicht schon im Jahre 1906 zu erhoffen.

B. Fangedämme (digue de barrage, dam for foundation).

1. Erddämme und Spundwände.

(Über Spundwände, siehe S. 152—156).

Bei der Herstellung von Baugruben in oder am offenen Wasser sind Fangedämme erforderlich und, als Ersatz für diese, eine besonders abgesteifte, dichte Spundwand, oder eine gedichtete Pfahlwand.

Abb. 8 und 9, S. 28, zeigen die Verwendung eines einfachen Erddammes mit vorgesetzten Bohlen als Schutzmittel gegen die Strömung, und zwar für einen ganz einfachen Fall.

Spundwände mit zweiter Führung unter Wasser. Die Abb. 35—39, S. 44—47, geben einfache Spundwände, welche am offenen Strom eine Baugrube einschließen und gegen $2^1/_2$ m Überdruck dichten; sie sind unter Wasser durch Gurt- oder Leithölzer ein zweites Mal geführt.

Ein nachträgliches Dichten der Spundwände erfolgt oftmals während des Auspumpens der Baugrube und auch nachher. Unter Wasser lassen sich in Sonderfällen Undichtigkeiten durch Taucher beseitigen; siehe S. 61.

2. Fangedämme mit Dichtungsboden.

Früher stellte man schon bei kleinerem Wasserdruck die Fangedämme aus zwei Holzwänden her mit dazwischen gestampftem, dichtendem Boden (z. B. Ton, Klai, Erde und Pferdedünger gemischt),

vgl. Hagen, Teil 1, Taf. 19. Heute macht man ausgedehnteren Gebrauch von der Herstellung einer wasserdichten Holzwand, die hinreichend stark nach hinten abgestrebt ist. Bei den alten Fangedämmen fehlten derartige Schrägstreben bisweilen ganz, auch entsprach deren Ausbildung nicht immer den Kräften, welche der Wasserdruck hervorrief. Große Fangedämme, auch Klopfdämme genannt, werden aus zwei oder drei Reihen Spundwänden hergestellt, die hintere weniger hochreichend als die beiden vorderen, dazwischen Dichtungsboden und dahinter Schrägstreben. — Bei geringem Wasserüberdruck kommen auch Stülpwände oder Streichwände an Stelle der Spundwände in Frage.

3. Pfahlwand gedichtet durch geteerte Leinwand.

Geteerte Leinwand zur Dichtung einer Pfahlstreichwand, bestehend aus rechteckigen Pfählen ohne Spundung, die dicht nebeneinander gerammt waren, ist mit Erfolg am Bau der Elbbrücke bei Hamburg[1]) verwendet. Die doppelt geteerte Leinwand, vorher zu großen Stücken vereinigt, wird oben an der Streichwand befestigt, unten mit horizontalen Eisenstangen beschwert, herunter gelassen und dann unter Benutzung von vertikalen, 5 cm starken, 25 cm breiten Latten in Abständen von 57 cm an die Streichwand angenagelt. Ein Taucher führte diese Arbeit aus. Unten ragte die Leinwand etwa 3 m tief in die später geschüttete Betonschicht hinein. Die Wand hielt bei 3,5 m äußerem Wasserüberdruck noch gut dicht.

4. Pfahlspundwand als Fangedamm.

Abb. 146 zeigt den für die Umschließung der großen Schleusenbaugrube bei Bremerhaven benutzten Fangedamm.

Oberkante-Spundwand *J* reicht 1,0 m über den höchsten erreichten Hochwasserstand (von 1825) hinaus. Das gewöhnliche, täglich mit der Flut eintretende Hochwasser liegt 4,5 m unter Spundwand-Oberkante. Der Wasserdruck gegen den Fangedamm betrug in Höhe der Baugrubensohle bei *A* für gewöhnlich bis 3,5 m Wassersäulenhöhe und im Höchstfalle 7 m. Der ganze Druck kommt aber im vorliegenden Falle gegen die Spundwand nicht zur Geltung, da der vorgelagerte Erd- und Buschkörper einen unbestimmten Teil des Wasserdruckes aufnimmt. Der Buschkörper soll allerdings in erster Linie den vorgelagerten Boden gegen die Wirkung des Wellenschlages

1) Vgl. Gleim und Engels: „Die Straßenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg“, Zeitschr. f. Bauw. 1890.

schützen und verhüten, daß sich Kolke vor der Spundwand bilden. Zwischen diesem Boden und der Spundwand ist dichtender Klaiboden *K* eingebracht.

Die Wand hat unter der Wirkung des Wasserdrucks *W* das Bestreben, nach hinten sich um einen der Punkte *D* zu drehen; sie wird daran durch das entgegengesetzt wirkende Drehmoment der Last *Q* verhindert. Das Belastungsmaterial *B* ist Boden. In der hier gegebenen

Abb. 146. Fangedamm der Schleusenbaugrube zu Bremerhaven.

Skizze ist außen noch eine Pritsche *P*, von Zugstange *Z* gehalten, angebracht, welche eine Bodenlast *q* aufnimmt. Diese Kragkonstruktion ist in Bremerhaven nicht angewendet, sondern nur hier vorgeschlagen; sie mag unter Umständen von Vorteil sein, da der Hebelarm von *q* in Bezug auf einen der Stützpunkte *D* recht groß ist. An Stelle des Bohlenbelags *I* mag auch eine Bohlwand *II* in Frage kommen, da sich der Boden *B* zwischen zwei vertikalen Wänden fester einstampfen läßt, und die Spundwand dann teilweise entlastet

ist. Es sei noch bemerkt, daß der Pfahl *V* auf Zug beansprucht wird und mit dem ersten Schrägpfahl *S* einen festen Bock bildet.

5. Fangedamm auf steinigem Untergrunde.

Abb. 147 zeigt die Herstellung eines Fangedammes im Betriebsgraben einer Mühle. Das auf dem Bilde rechts erscheinende Wehr trennt die schiffbare Fulda von dem Mühlgerinne, dessen Bett, einen Teil des Hochwasserprofils der Fulda bildend, aus grobem Gerölle



Abb. 147. Fangedamm an der Fulda bei der Spiekershauser Mühle.

besteht. Die Rammung einer Spundwand ist hier ausgeschlossen, da das Holz zersplittern würde. Es sind daher in $^1/_2$ m Abstand eiserne I-Träger eingerammt. Diese sind oben mit einem Gurtholze versehen und gegen Umfallen durch Steifen nach hinten und durch Drahtseile nach vorn hin gehalten. Vor die Eisen ist Buschwerk, beschwert durch Steine, geworfen. Hinten wird ein Damm aus groben Bruchsteinen geschüttet. Ohne Anwendung der gerammten I-Eisen und ohne das vorgelagerte Material würde dieser Steinwurf fortgespült worden sein. Die Dichtung erfolgte vorn durch Lagen von zunächst grobem, dann feinerem Kies, Sand und zuletzt Tonboden. Der Fangedamm mußte im Interesse der Schiffahrt schnell hergestellt werden. Infolge Bruch eines unterhalb am Betriebsgraben vor der Mühle be-

legenen, zu dieser gehörenden, festen Überfallwehres hatte der Betriebsgraben dem schiffbaren Fuldaarm das nötige Wasser entzogen.

6. Brunnenfangedämme,

vgl. Abb. 245, S. 87 des Handb. d. Bauk. III, 1, der Grundbau. Es sind Brunnen aus Stein oder Nieteisen (Blechmantel) ohne oder mit Druckluft gesenkt und durch Spund und Nut zu einer wasserdichten Wand miteinander verbunden.

7. Betonfangedämme

werden bei Gründung von Schleusen und Dockbauten benutzt; sie sind im Band II im vierten Abschnitt unter Schleusen besprochen. Es wird an den Seiten des Bauwerkes ein Teil der endgültigen Betonmauer unter Wasser zwischen Spundwand und Brettertafeln geschüttet. Diese Wände dienen nach ihrer Erhärtung als Fangedamm. Zwischen ihnen wird die Baugrube hernach ausgepumpt.

VIII. Wasserschöpfen,[1] (épuisement, discharging of water).

Die Entfernung des Wassers aus der Baugrube kann in zweifacher Weise geschehen. Einmal kann man die Pumpe in der Baugrube oder oben am Rande derselben aufstellen und aus der Grube das Wasser direkt schöpfen, oder man stellt um die Baustelle herum Brunnen her und schöpft aus diesen das Wasser.

A. Das Schöpfen aus Brunnen

ist in neuerer Zeit oft verwendet; z. B. bei dem Bau der Schleuse von Holtenau am Kaiser-Wilhelm-Kanal und bei Schleusen am Elb-Trave- wie am Teltow-Kanal. Diese Art bietet den Vorteil, daß sowohl die Baugrube als auch das Erdreich rings herum trocken wird. Erdböschungen leiden dabei nicht unter einem Drängen des Wassers nach der Baugrube hin; sie bleiben besser stehen. Man benutzte bei Holtenau einzelne große gemauerte Brunnen. Später sind Rohrbrunnen häufiger verwendet, welche sich mit geringeren

---

1) Über Wasserhebemaschinen siehe Handb. d. Ingw., IV. Band: „Die Baumaschinen“ I. Kapitel.

Kosten in größerer Zahl niederbringen lassen. Man senkt das Wasser bis unter Baugrubensohle, vgl. Abb. 463, Band II, siebenter Abschn.: Bau des Klärbeckens München-Gladbach. Diese Art des Wasserschöpfens, welche einer vollständigen Absenkung des Grundwasserstandes im Umkreise der Baugrube entspricht, läßt sich naturgemäß nur bei nicht zu hoher Lage des Grundwasserstandes und insbesondere auch nur bei mäßigem Wasserzufluß anwenden; z. B. nicht bei grobsandigem oder kiesigem Untergrunde in der Nähe offenen Wassers.

B. Das Pumpen aus der Baugrube[1]) (pomper, pump)

wird häufiger ausgeführt als das Pumpen aus Brunnen, hauptsächlich immer dort, wo die Baugrube durch Spundwände oder Fangedämme umschlossen ist. Die Entnahme des Wassers erfolgt am tiefsten Punkte der Baugrube. Dahin führen Rinnen, Gräben, Drains oder Sickerkanäle das Wasser so, daß die Sohle der Baugrube im übrigen trocken liegt. Am Ort des Zusammentrittes jener Rinnen wird ein kleiner Schacht gesenkt, ein sogenannter Pumpensumpf. Bohlen oder Spundwände bilden dessen Wandungen. Auch kann man unter Benutzung von Betonrohren einen kleinen Brunnen zu dem Zweck absenken. Der Pumpensumpf bildet einen Sandfang und bietet ferner den nötigen Raum zur Aufhängung des Saugekorbes für den Pumpenschlauch oder bei Schraubenpumpen für den Schöpftrog. Es ist besonders darauf zu achten, daß der Zulauf des Wassers zum Pumpensumpf freigehalten wird, und daß der Pumpensumpf nicht versandet. Eine Berührung frischen Mauerwerks oder Betons mit fließendem Wasser ist unstatthaft, da der Mörtel dann ausgewaschen werden würde.

C. Die Pumpen (Pumpe, pompe, pump) (Schöpfwerk, pompe à épuisement, water-engine).

Das Heben des Wassers kann bei kleinen Baugruben mit leichten Schöpfeimern, z. B. aus Zinkblech, erfolgen oder mit Wurfschaufel; vgl. Hagen I, Tafel 20. Heute verwendet man aber vorwiegend die Pumpe auf Baustellen.

1. Die Kolbenpumpe

(vgl. Abb. 148) war noch vor wenigen Jahren fast überall im Gebrauch; sie zeigte aber den Fehler, daß ihre Kolbendichtung häufig

1) Handb. d. Ingw., Band IV, erste Abt., S. 15—119.

versagte. Der Verschleiß war bei sandigem Wasser zu groß. Auch verloren die Dichtungsmanschetten ihre richtige Gestalt.

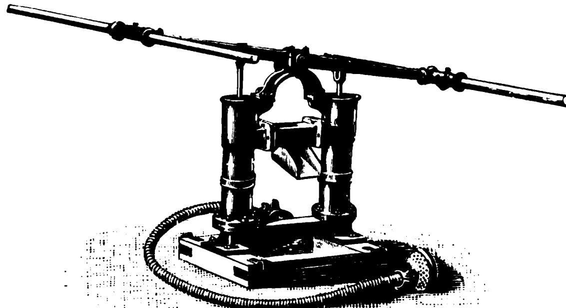


Abb. 148. Baupumpe.
Menck & Hambrock.

2. Die Diaphragma- oder Membranpumpen

(vgl. Abb. 149) sind kolbenlose Pumpen, welche in den letzten zehn Jahren eine sehr ausgebreitete Anwendung gefunden haben. Mittels Winkelhebels wird eine Scheibe gehoben und gesenkt, welche auf einer Gummi- oder Lederscheibe sitzt und

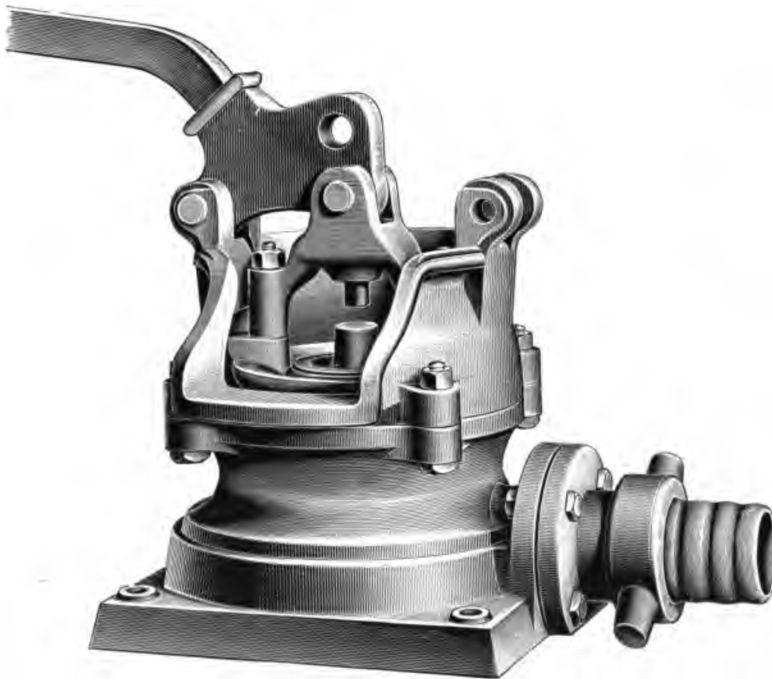


Abb. 149. Diaphragmapumpe.
Maschinenfabrik W. Garvens, Hannover.

ringsum am Rande fest eingeklemmt ist. Hebt sich die Scheibe, dann füllt sich unter ihr der Raum, senkt sie sich, dann schließt sich unter ihr das Saugventil, während sich in ihrer Mitte das Druckventil öffnet und das Wasser oben durchläßt. Die Pumpe arbeitet mit nur wenig Verlust und erleidet keine Betriebsstörungen, es sei denn, daß man allzuviel Sand mit hochpumpt. Die Pumpe wird von manchen Fabriken geliefert; z. B. von Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein a. Rh., von Hammelrath & Schwenzer, Düsseldorf, und von W. Gravens, Hannover.

Die letztere Fabrik baut auch doppelwirkende Pumpen dieser Art, d. h. zwei gekuppelte, einfach wirkende Pumpen, welche mit Hilfe von Schwungrad und Hand oder mittels Riemscheibe durch maschinelle Kraft betrieben werden können. Kleine Pumpen leisten etwa 8 cbm Wasser die Stunde bei zwei Mann Bedienung. Die größten gekuppelten heben 36 cbm die Stunde. Die Angaben der Fabriken beziehen sich meistens auf das Heben von reinem Wasser. Auf der Baustelle bedingt der mitgeschleppte Sand aber eine Verminderung der Leistungsfähigkeit; vgl. im übrigen die Kataloge der Firmen.

3. Die archimedische Schraube.

(Vis d'Archimède, Archimedran screw.)

Abb. 150 zeigt eines der vielen Schöpfwerke, welche bei dem Bau des Nordostseekanals im Betriebe gewesen sind. Es arbeiten drei Lokomobilen, von denen zwei je eine archimedische Schnecke bewegen, während rechts eine Zentrifugalpumpe aufgestellt ist. Links ist zu erkennen, daß vier Schrauben einander das Wasser stufenweise zuführen. Es sind hier Schrauben ohne Mantel mit festem Trog verwendet. Archimedische Schrauben mit geschlossenem Mantel, welcher sich mit dreht, sind schwerer, ihr Nutzeffekt ist aber größer. In beiden Fällen fängt sich das Wasser in den Schraubengängen und wird bei Drehung der Schraube mit der scheinbaren Wanderung der Gänge aufwärts geschraubt. Der Nutzeffekt dieser Schöpfmaschine ist erheblich; er erreicht 70—80 %, Aufstellung, Transport und Lagerung sind aber nicht bequem; ihre Anwendung hat abgenommen.

4. Die Zentrifugalpumpe

(pompe à force centrifuge, centrifugal pump),

deren Nutzeffekt auf den Baustellen kaum 50—60 % beträgt, ist handlicher, auch fallen die Nebenkosten kleiner aus. Bei kleinen Zentri-

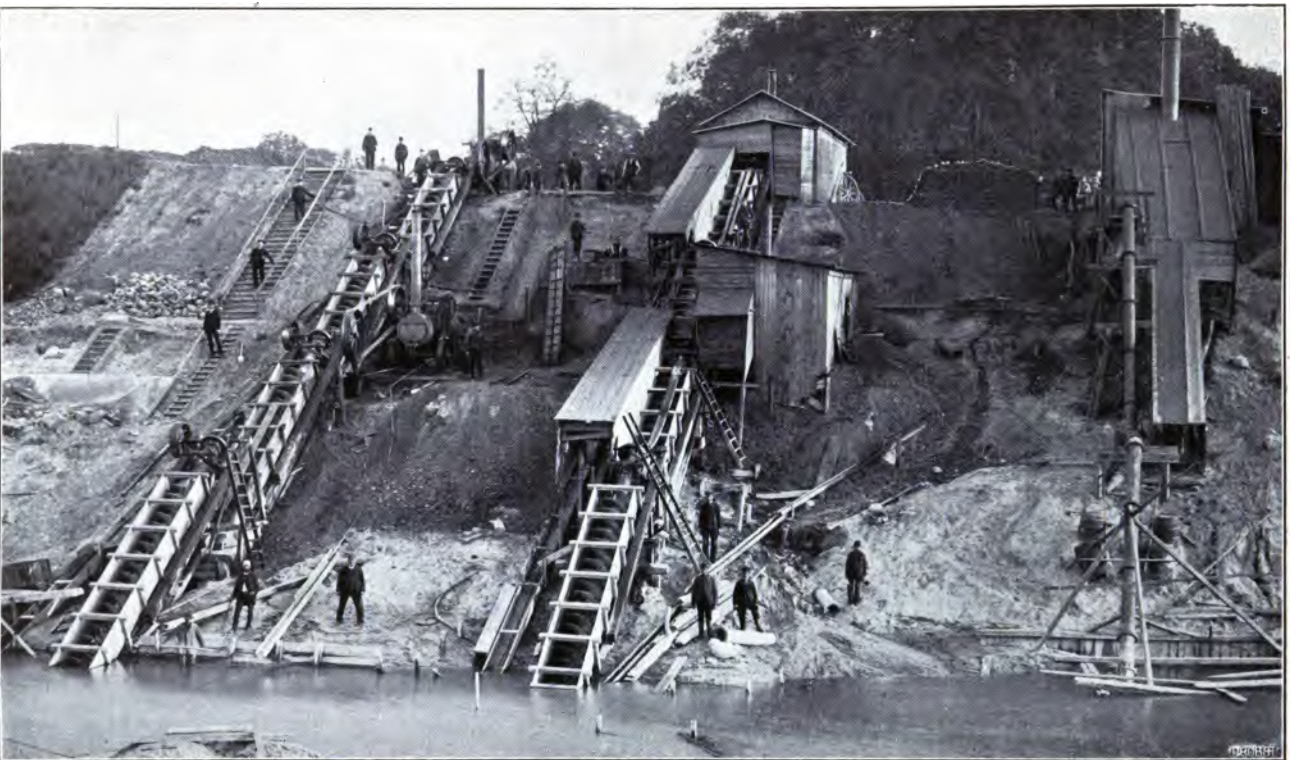


Abb. 150. Schöpfwerk bei Königsförde: Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals.
(Photographien vom Bau des Nord-Ostsee- oder Kaiser Wilhelm-Kanal sind von der Lichtdruckerei Knackstedt & Näther, Hamburg, Eppendorferstr. 104 zu beziehen; sie sind im Auftrage der Bauverwaltung derzeit angefertigt.)

fugalpumpen werden die Räume, zwischen welchen sich das Wasser im Flügelrade bewegt, aber so schmal, daß bei schmutzigem Wasser leicht Verstopfungen eintreten können. Diese Pumpe eignet sich daher mehr für die Bewältigung größerer Wassermengen; sie wird für umfangreichere Schöpfarbeiten auf Baustellen fast ausschließlich angewendet. Bei reinem Wasser werden neuerdings höhere Nutzeffekte erzielt. Es ist auch möglich geworden, große Druckhöhen zu erzielen. So baut die Firma Gebr. Sulzer in Winterthur (Schweiz) und ihre Filiale in Ludwigshafen a. Rh. Hochdruck-Zentrifugalpumpen mit über **200** m Förderhöhe, welche einen Wirkungsgrad von 70—75 % besitzen sollen.[1])

Die Saughöhe der Zentrifugalpumpe darf nicht zu groß gewählt werden, weil sonst der Nutzeffekt abnimmt, oder die Pumpe versagt. Dies ist durch Luft bedingt, welche sich aus dem Wasser ausscheidet oder durch Undichtigkeiten der Saugleitung eindringt. Die praktische Grenze der Saughöhe liegt bei 7 bis 8 m, man wählt aber besser eine kleinere von nur 3—5 m. In Abb. 150, S. 169, rechts steht die Zentrifugalpumpe daher unten etwa in $^1/_3$ der Böschungshöhe. Von der Maschine führt der Treibriemen in einem mit Brettern abgedeckten Gange zur Antriebsscheibe der Pumpe. Pumpe und Lokomobile sind gegeneinander auszusteifen, um die Riemenspannung aufzunehmen und um den Riemen dauernd in der richtigen Lage und Spannung zu erhalten.



Abb. 151.
Fußventil mit Saugkorb.
Menck & Hambrock, Altona-Ottensen. Liste P, 119, S. 4.

Ein Fußventil (Abb. 151) ist am unteren Ende der Saugleitung anzubringen, um die ganze Leitung einschl. der Pumpe vor der Inbetriebsetzung mit Wasser füllen zu können. Ohne Wasserfüllung geht die saugende Wirkung der kreisenden Pumpe, dem Verhältnis vom Luft- zum Wassergewicht entsprechend, auf $\frac{1,293}{1000} = \frac{1}{773}$ zurück. Das Fußventil befindet sich unmittelbar über dem Saugkorb (Abb. 151), welcher gröbere Verunreinigungen des Wassers von der Saugleitung fern hält. Das Fußventil gestattet nur einen Wasserdurchtritt nach oben, nicht aber von oben nach unten.

Die Saugleitung besteht aus einem Schlauch mit Spiraldrahteinlage oder aus gußeisernen Flanschenröhren.

---

1) Mitteilung von K. Wahl: „Die Bewässerungs- und Springbrunnenanlage des Kölner Stadtwaldes" im Journal für Gasbeleuchtung 1902.

Ein Teleskoprohr (Abb. 152) ist eingeschaltet, um den Saugkorb zum Zwecke seiner Reinigung oder zur Reinigung des Pumpensumpfes aus dem Wasser heben zu können, sowie zur richtigen Höheneinstellung des Saugkorbes überhaupt. Bei fehlendem Auszugsrohr muß man die Rohre oftmals abschrauben, was Zeitverlust und Mängel der Dichtung veranlaßt.

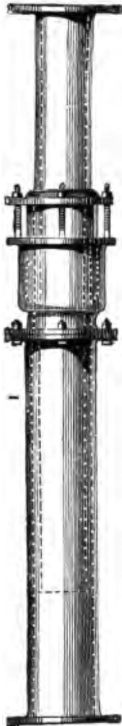
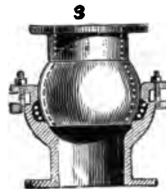


Abb. 152.
Teleskoprohr.



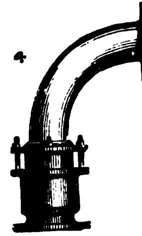


Abb. 153. Kugelgelenk. Abb. 154. Krümmer.
Menck & Hambrock, Liste P, No. 119, S. 4.



Abb. 155.
Menck & Hambrock, Liste F, 119.

Kugelgelenk und Universalkrümmer (Abb. 153 und 154) vervollständigen die Saugleitung.

Abb. 155 zeigt eine Zentrifugalpumpe einfacher Aufstellungsart. Die Riemenscheibe ist einseitig gelagert, also seitlich ausgekragt. Der Treibriemen läßt sich leicht auflegen und abschlagen.

Abb. 156 zeigt eine Zentrifugalpumpe mit besonders gelagerter Riemenscheibe. Hier ist die Reibung in den Lagern geringer als bei der Lagerung Abb. 155.

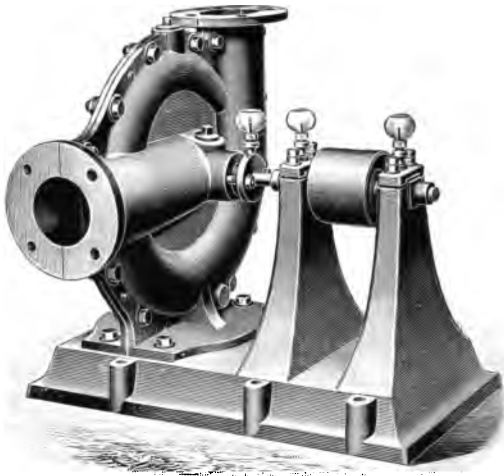


Abb. 156.
Menck & Hambrock, Liste F, 119, S. 1.

Einen Blick in das Innere einer großen Zentrifugalpumpe bietet Band II, Abb. 286, im Abschnitt über Trockendocks.

Abb. 157 zeigt eine elektrisch betriebene, direkt mit dem Motor gekuppelte Zentrifugalpumpe.

Abb. 158 von der Firma Brodnitz & Seydel in Berlin, Weddingplatz, zeigt in Fall 2 eine tiefe Aufstellung der Zentrifugalpumpe, um die Saughöhe zu mäßigen.

Abb. 159 bietet eine Zentrifugalpumpe mit vertikaler Welle. Die Pumpe kann in einem Brunnen oder einem Schacht tief unten aufgehängt werden. Riemenantrieb wäre da ausgeschlossen. Unten kann noch ein Saugrohr aufgehängt werden. An die dargestellte Austrittsöffnung schließt sich ein Krümmer und ein Steigedruckrohr.

Abb. 160 zeigt, wie sich die Pumparbeit durch Anwendung eines Fallrohres für das abfließende Wasser, und zwar unter dem Oberwasserspiegel mündend, herabmindern läßt. Das fallende Rohr wirkt saugend. Die Pumpe hat jetzt nur den Höhenunterschied der beiden Wasserspiegel zu überwinden. Der etwas höhere Standort der Pumpe ist dabei ohne Bedeutung, falls nur Zutritt von Luft verhindert ist.

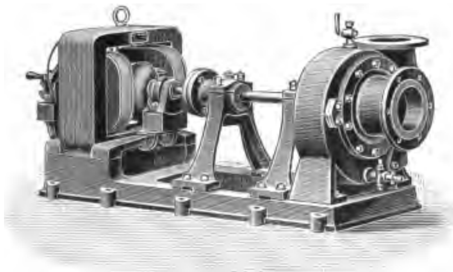


Abb. 157.
Menck & Hambrock, Liste F 119, S. 8.

5. Kosten der Pumparbeit.

Die Kosten der Pumparbeit setzen sich zusammen aus den Kosten für Leihen oder Anschaffung von Lokomobile und Pumpe, Materialverbrauch und Bedienung.

Abb. 158.
Aufstellung der Zentrifugalpumpe.



Abb. 159.
Zentrifugalpumpe mit vertikaler Welle.
Brodnitz & Seydel.

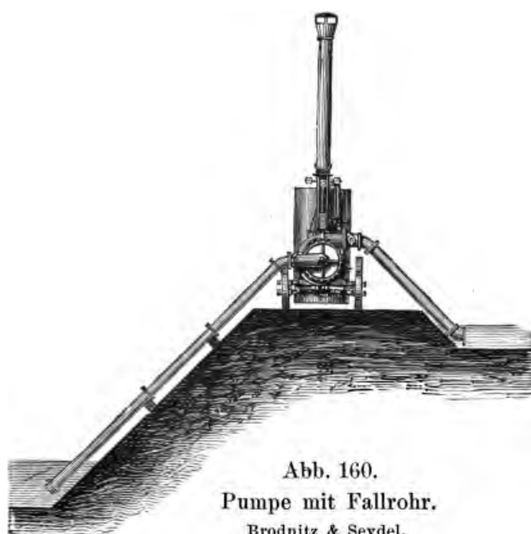


Abb. 160.
Pumpe mit Fallrohr.
Brodnitz & Seydel.

Eine Lokomobile von zehn Pferdestärken kostet etwa 3800 Mark; eine solche von 50 P.S. etwa 10 000 Mark.

Der Verbrauch an Kohlen mittlerer Güte beträgt für eine P.S. und für eine Stunde Arbeitszeit bei den zehnpferdigen Maschinen etwa 1,70 kg und bei den 50 pferdigen 1,20 kg.

Es treten ferner hinzu die Kosten für Schmiermittel bei zehnstündiger Arbeit mit etwa einer Mark täglich bei den kleineren und $1^1/_2$ Mark bei den größeren Maschinen, sowie geringe Ausgabe für Putzwolle. Dazu kommt noch Lohn für einen Mann Bedienung. Die verwendete Dampfspannung liegt zwischen fünf und zehn Atmosphären.

Die obigen Angaben sind mir von den Firmen Heinr. Lanz, Mannheim, Abt. Lokomobilen, und Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein a. Rh. gemacht geworden.

Beispiel der maschinellen Leistung und Kostenberechnung einer Pumparbeit.

Es seien ohne Unterbrechung Tag und Nacht in einer Minute je 18 cbm Wasser 6 m hoch zu heben. Das entspricht einer Leistung von $6 \cdot 18 \cdot 1000$ m/kg in der Minute, da 1 cbm Wasser 1000 kg wiegt, oder von $L = \frac{6 \cdot 18 \cdot 1000}{60} = 1800$ m/kg in der Sekunde.

Eine Pferdestärke entspricht 75 m/kg sekundlicher Arbeit, sie leistet bei 60% Nutzeffekt der Pumpen $\frac{75 \cdot 60}{100} = 45$ m/kg Nutzarbeit. Es sind mithin an Pferdestärken (P.S.) erforderlich:

$$N = \frac{L}{45} = \frac{1800}{45} = 40 \text{ P.S.}$$

	Mk.	Pf.
Die Miete für Pumpe und Lokomobile obiger Leistung beträgt für den Tag etwa	25 „	— „
Der Kohlenverbrauch beträgt 1,35 kg die Stunde für je eine P.S.; hier mithin bei ununterbrochenem Betriebe $40 \cdot 24 \cdot 1{,}35 = 1296$ kg oder 26 Zentner. 26 Zentner Kohlen, zu 1,10 Mk. den Zentner gerechnet, macht	28 „	60 „
Schmiermittel und Putzwolle zu $1{,}25 + 0{,}15$ für zehn Stunden macht für 24 Stunden $\frac{1{,}4 \cdot 24}{10}$	3 „	36 „
Zwei Mann Bedienung für Tag- und Nachtbetrieb . .	11 „	— „
Verschiedene Unkosten, kleine Reparaturen, Transport, Aufstellung und Abbau und zur Abrundung . .	12 „	04 „
	80 Mk.	— Pf.



Abb. 161. Lokomobile.
Aus dem Katal. 570 von Heinr. Lanz, Mannheim.

Für größere Pumpenanlagen und bei Tag- und Nachtbetrieb ergeben sich also die Kosten der 24 stündigen Pumparbeit und einer Leisung von je 1 cbm Wasser die Minute bei je 1 m Hub zu:

$$\frac{80}{18 \times 6} = \text{rund } 0{,}75 \text{ Mk.}$$

Bei zehnstündiger Arbeitszeit fallen die täglichen Kosten natürlich kleiner aus; sie betragen dann für das Heben von je 1 cbm Wasser die Minute auf 1 m Höhe auf die Dauer von 10 Stunden zusammen $\frac{56}{108} = 0{,}52$ Mk.

Die Kosten für je 1 cbm geförderten Wassers steigen bei dem zehnstündigen Betrieb gegenüber dem Tag- und Nachtbetrieb aber auf den 1,6 fachen Betrag. Das Heben kleiner Wassermengen bedingt verhältnismäßig höhere Auslagen auf den cbm Wasser bezogen. Bei zeitweisem Stillstand der Pumpen fallen nur die Kohlenkosten fort.

IX. Rammung und Ausziehen von Pfählen.[1])

Das Rammen (piloter, ram).

(Über Spundwände und das Rammen der Spundwände siehe Abschnitt VII, A. 3, S. 152—161.)

A. Das Rammen und die Tragkraft der Pfähle.[2])

1. Zurichtung der Pfähle.

Zu Rammzwecken ist jedes hinreichend harte Holz zu verwenden. Die Pappel und ähnliche weiche Hölzer sind ausgeschlossen. Die Buche fault zu leicht. Gutes Tannenholz, zumal harzreiches Kiefernholz, hält sich außer dem recht teuren Eichenholze von heimischen Hölzern am besten. Der Baum wird entrindet mit dem Wipfelende nach unten eingerammt. Nur bei Pfählen, welche auf Zug beansprucht werden, hat man in Frankreich wohl auch das dickere Stammende nach unten gekehrt.

2. Die Rammformel.

Die zulässige Pfahlbelastung wird meistens noch nach der ungenauen Formel von Brix bestimmt:

$$T = \frac{1}{n}\frac{h}{e}\left(\frac{P}{P+Q}\right)^2 Q \text{ kg.} \quad \text{Richtiger ist: } T = \frac{1}{n}\left(P + \frac{h}{e}\frac{P^2}{P+Q}\right).$$

Hierin bedeutet n den Sicherheitsgrad (vgl. S. 65), h die Fallhöhe des Bärs bei den letzten zehn Schlägen, e die Eindringungstiefe des Pfahles bei je einem Schlage der letzten zehn Schläge; man sagt dazu: „Das Ziehen" des Pfahles. P bedeutet das Bärgewicht und Q das Gewicht des unter der Ramme befindlichen Pfahles, beide in Kilogrammen ausgedrückt.

1) Handb. d. Ingw., Band IV, erste Abt., zweite Auflage, S. 217—297.
2) Vgl. hier S. 65—85, insbesondere über Schrägpfähle, S. 77, 98, 111—123.

Beispiel:

Gegeben: $P = 600$ kg, $Q = 800$ kg, $h = 3$ m, $e = 1$ cm, $n = 3$.

Nach Brix: $T = \frac{1}{3} \cdot \frac{300 \text{ cm}}{1 \text{ cm}} \cdot \left(\frac{600}{600 + 800}\right)^2 \cdot 800 = 14700$ kg.

Nach der zweiten Formel . . . . $T = 25900$ kg.

Die zweite Formel ergibt sich aus den Gesetzen des Stoßes und des Stoßverlustes. Bei Ableitung der Formel ist der Umstand unberücksichtigt geblieben, daß sich der Pfahl beim Rammen nicht in seiner ganzen Länge auf einmal bewegt, sondern daß eigentlich nur eine Druckwelle in ihm entlang läuft. Der Energieverlust fällt unter diesen Umständen kleiner aus. So weit sich die Verhältnisse ohne besondere Versuche überblicken lassen, ist die Tragfähigkeit der Pfähle etwas größer als das Ergebnis der zweiten Formel erwarten läßt. Für große Werte P wird die Formel von Brix ganz falsch. Den Sicherheitsgrad n wählt man bei Sandboden zu $n = 3$, bei Lehmboden zu $n = 5$, da der Pfahl in Sandboden nachträglich fester wird, während Lehmboden nachträglich an Spannung verliert.

Das Rammen in kiesigem oder mit einzelnen Steinen vermischtem Boden ist schwierig. Die Pfähle stauchen sich am unteren spitzen Ende und „blühen“ dann gleichsam breit auseinander. Eiserne Pfahlschuhe[1]) sind bei derartigem Boden anzuwenden.

3. Das Rammgerüst.

Das Rammen erfolgt, wie Abb. 162 und 163 zeigen, am einfachsten von der Sohle einer ausgehobenen Baugrube aus. Der Erdboden wird vorher nur bis zu einer Tiefe etwas über Grundwasser entfernt. Die teuren Wasserschöpfarbeiten sucht man nämlich bei der Rammung zu vermeiden. Später bei dem weiteren Aushub und dem Abschneiden wie Zurichten der Pfähle unter Höhe des Grundwasserspiegels wird das Wasserschöpfen für kürzere Zeit erforderlich.

Abb. 163 zeigt die Rammung einer Spundwand; vgl. auch Abb. 10, S. 29, Abb. 142, S. 158. Über Gründung auf Pfählen, vgl. ferner auch Tabelle B, Abb. 21, S. 34 und Tabelle C, Abb. 25, S. 35, sowie Abb. 11, S. 31.

Abb. 164 zeigt die Rammung im Wasser von einem Gerüst aus. Die Gerüstpfähle sind mit einer leichten Ramme, z. B. einer Zugramme, die auf einem Floß oder Prahm steht, eingetrieben. Bei dem

1) Hagen, Teil 1, Tafel 17, Fig. 200 und 198; Handb. d. Bauk. III, 1: „Der Grundbau“, S. 15.

Bau der Elbbrücke[1]) bei Hamburg bediente man sich zu dem Zweck auch der Dampframmen, welche auf zwei größeren Prähmen Aufstellung fanden.

Die Zurichtung der Pfähle am Kopfe, zur Aufnahme der Holme, Zangen und Bohlen erfolgt hernach bei gesenktem Wasserstande. Diese Senkung ist entweder künstlich durch Schöpfarbeit herbeizuführen, und zwar im Schutze eines Fangdammes, oder es wird an Flußmündungen nur zur Zeit des bei Ebbe eintretenden niedrigsten Wasserstandes während einiger Stunden diese Zimmerarbeit ausgeführt (genannt Tidearbeit). Es ist zu beachten, daß im Gebiete der Ebbe und Flut die Fäulnisgrenze höher liegt als das gewöhnliche oder ordinäre Niedrigwasser, Ord. NW.

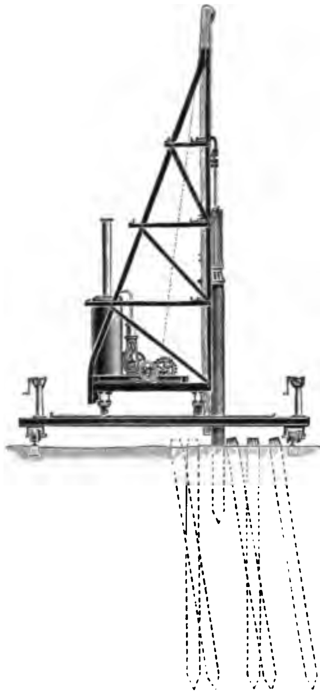


Abb. 162.
Menck & Hambrock, Katal. C, S. 15.

Die Oberkante verwendeter Hölzer darf etwa 35 cm über demselben liegen.

Wasserspülung pflegt man bei Rammungen in Sandboden anzuwenden. Neben dem zu rammenden Holze wird ein eisernes Rohr lose niedergeführt, aus welchem unten Druckwasser austritt. Die Rammung geht dann schnell von statten. Sandboden hat die Eigenschaft, sich später wieder fest um das Rammholz zu legen. Über die Pumpen derartiger Spülvorrichtungen, vgl. den Katalog von Menck & Hambrock, C, S. 23.

An besonderen Bezeichnungen seien noch erwähnt: der Rammklotz, Fallblock oder Rammbär. Der Aufsetzer oder die Jungfer, benutzt bei tiefer Lage des Pfahlkopfes. Das Aufpfropfen, Verlängerung der Pfähle durch Aufsetzen eines zweiten Pfahlabschnittes. Hierbei ist der stumpfe Stoß mit Zwischenlage aus Eisenblech und Bandage aus Eisenblech am Umfang der Pfähle zu wählen. Pfahlring, Schutzring am Pfahlkopf zur Verhütung des Splittern und Spalten des Holzes unter den Schlägen des Rammbärs. Eine Hitze ist der Sammelbegriff für eine Anzahl von Schlägen des Rammbärs.

1) Gleim und Engels: „Die Straßenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg“, Zeitschr. f. Bauw. 1890, Bl. 3 der Veröffentlichung.

Nach Ausführung derselben sind kleine Veränderungen am Rammgerät vorzunehmen, welche infolge Sinken des Pfahlkopfes nötig werden.



Abb. 163. Ramme von Menck & Hambrock.

Bei Ausführung der Rammarbeit ist mit Sorgfalt ein Rammverzeichnis zu führen, in welchem die Pfähle mit Nummern wie im Rammplan (Grundrißzeichnung) aufgeführt werden. Es sind

die Pfahlabmessungen, Länge und Stärke einzutragen, das Eindringen bei den letzten zehn Schlägen, Höhe des Pfahlkopfes über einem Fixpunkt. Zu dem Zweck mißt man das Pfahlende über Wasser und am Pegel die Höhe des jeweiligen Wasserstandes. Ferner sind Nebenumstände anzugeben, Witterung, Wasserverhältnisse, Störungen. Die Pfähle erhalten vor dem Rammen am Kopf, z. B. durch Einbrennen, ein Zeichen. Extrapfähle, welche Mehrleistung gegenüber der kontraktlichen Verpflichtung bilden, sind im Rammverzeichnis und im Rammplan mit roter Farbe eizutragen.

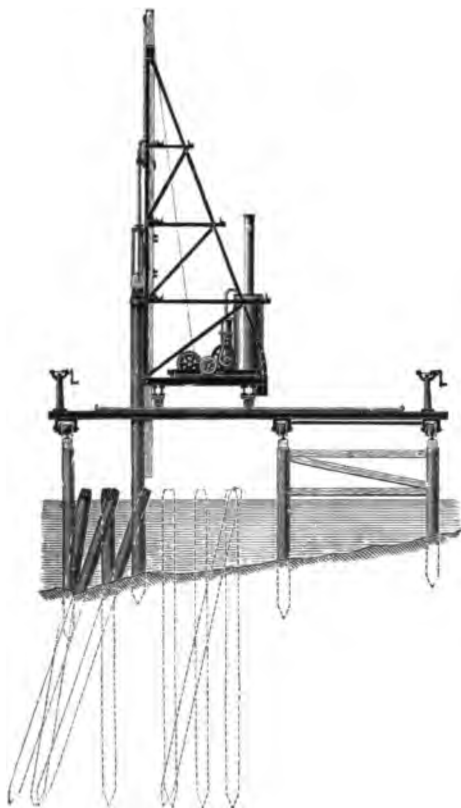


Abb. 164.
Menck & Hambrock, Katal. C, S. 15.

4. Eisenbetonpfähle und das Rammen derselben.

Eisenbetonpfähle,[1]) vgl. Abb. 166, werden mit sehr schwerem Bär bis über 5000 kg Gewicht bei mäßiger Fallhöhe gerammt. Durch elastische Zwischenlagen wird die Härte des Schlages gemindert, damit der Beton nicht zerspringt oder sich vom Eisen löst.

Abb. 166 zeigt den Pfahl im Quer- und Längenschnitt. Die Eiseneinlagen sind nach dem Verfahren Hennebique angeordnet. Die Vertikaleisen sind unten nach der Bauart Züblin, Straßburg, zu einer Spitze zusammengezogen, welche durch einen Stahlkörper S gebildet ist.

Das Mischungsverhältnis des verwendeten Betons war im Anfang

1) H. Deimling, Eisenbetonpfählungen am Hauptbahnhof Hamburg; Zeitschr. Beton und Eisen 1904, S. 65—70; siehe auch S. 205 und 1905, S. 110 und 139; ferner Zeitschr. Zement und Beton 1903, S. 54, und 1904, S. 92—94.

1 : 2 : 3, später $1 : 1^1/_2 : 2^1/_2$ bis $1 : 1^1/_2 : 1^1/_2$; letzteres, wenn der Pfahl dort schon 3—4 Wochen nach Herstellung gerammt werden sollte.



Abb. 165. Ramme mit Wasserspülvorrichtung.
Menck & Hambrock.

Der Bär der von Menck & Hambrock gelieferten Rammen hatte **3—5** *t* Gewicht. Seine Fallhöhe betrug 120 cm. Die Pfähle haben

je 50 t zu tragen. Das Rammen erfolgt unter Benutzung einer Haube, eines Helmes, auch Kappe (K) genannt, aus Gußstahl oder neuerdings aus Blech mit Hirnholzeinlage. Der Raum R über dem Pfahlende wurde früher mit Sägespänen ausgefüllt. Der seitlich zwischen Pfahl und Kappe verbleibende Spalt wird mit Sand gefüllt, welcher im zusammengepreßten Zustande ein seitliches Ausweichen der Betonmasse am Kopf ausschließt. Unten bei D ist jener Spalt durch Ton und Hanfstrick gedichtet. L ist ein Luftloch oben in der Kappe K.

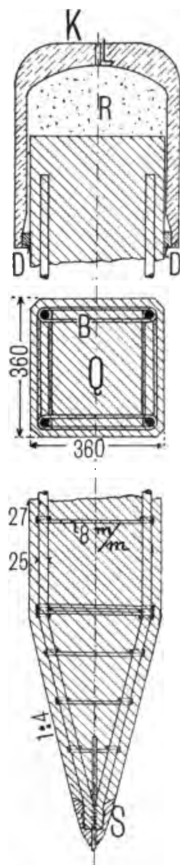


Abb. 166.

Derartige Pfähle sind teurer als Holzpfähle; sie werden aber dort mit Vorteil verwendet, wo sowohl das Grundwasser als der tragfähige Boden sehr tief liegen. Holzpfähle sind in dem Fall nicht zu benutzen, da Holz über dem Grundwasser im Boden fault und eine Aufgrabung, verbunden mit einem Abschneiden von Holzpfählen in der Tiefe zu kostspielig ausfallen würde.

Auch Spundwände aus Beton sind schon in ähnlicher Weise ausgeführt worden. Es sind Veröffentlichungen über neuerdings in Husum und Ruhrort ausgeführte Uferbauten mit Eisenbetonspundwänden seitens der preußischen Bauverwaltung demnächst zu erwarten.

In Husum erfolgte das Einrammen der Eisenbetonpfähle unter Benutzung einer mit Holz ausgefutterten schmiedeeisernen Haube, welche sich wie ein breites Band um den Pfahlkopf legt, diesen durch ihren seitlichen Druck vor einem Zersplittern schützend und zudem über den Pfahl noch etwa 25 cm zur Aufnahme eines Schlagpolsters hinausragend. Die Fugen der Holzlagen zwischen der eisernen Haube und dem Pfahl werden stramm ausgekeilt. In der Haube ruht auf dem Pfahl erst eine Bleiplatte von etwa 5 cm Stärke, dann folgt darüber Hirnholz in 20 cm Höhenabmessung und darauf eine Eisenplatte von 10—15 cm Stärke. Auf diese schlägt der Bär von 3000 kg Gewicht. Der Hub des letzteren ist gering; er erreicht 20—40 cm. Bei weichem Boden kann noch größere Fallhöhe zugelassen werden, ohne eine Beschädigung des Eisenbetonpfahles herbeizuführen.

Über Holzpfähle mit aufgepfropften Eisenbetonpfählen hat Th. Möbus, Berlin, Versuche angestellt, welche befriedigend ausgefallen sein sollen.[1])

B. Die Rammen[2]) (sonnette, ram oder pile-driner).

1. Die Zeugramme (sonnette à tirade, common pile-driving engine),

auch Bummelramme genannt, wird zum Einschlagen leichter Pfähle benutzt. Bärgewicht und Fallhöhe sind gering. Hagen gibt im Teil 1, Tafel 15 u. 16, Darstellungen dieser Ramme, in verschiedener Ausführung mit allen Einzelheiten. Abb. 167 ist von dort entnommen.

Folgende Bezeichnungen sind im Gebrauch:

St Rammstube.
M Mäkler oder Läuferrute.
B Bär, Rammbär.
R Ruten.
S Schwellen.
K Kranztau.
T Rammtau.
L Zugleine.

Man unterscheidet Seiten- und Hinterruten, und ferner Vorder-, Seiten-, Hinter- und Mittelschwellen.

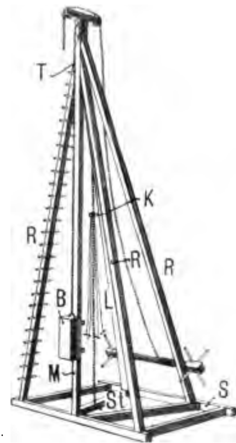


Abb. 167.

Zur Herstellung kleiner Spundwände und schwacher Pfähle, z. B. zum Rammen von Gerüstpfählen ist die Zugramme noch verwendbar. Ein Mann zieht etwa mit 20 kg Kraft. Wenn zehn Mann ziehen, darf der Bär also etwa 200 kg wiegen. Bei 1,2 m Hub- und Fallhöhe gibt das 200 · 1,2 = 240 mkg geleisteter Arbeit für je einen Schlag, während neuere Dampframmen bei einem Schlage das Zehn- oder Zwanzigfache leisten.

Die Abb. 168—187 verdanke ich der Firma Menck & Hambrock, Hamburg-Ottensen, Große Brunnenstraße 128, welche auf dem Gebiet der Herstellung von Rammen und Bauhilfsmaschinen seit Jahrzehnten die hervorragendsten Leistungen aufweist. Den Abbildungen ist jeweils ein Hinweis auf den Katalog der Firma beigefügt, da dieser wissenswerte Angaben über die Benutzungsweise der Baumaschinen enthält.

1) Deutsche Bauz., 1904, S. 32.
2) Handb. d. Ingw., IV. Band: „Die Baumaschinen“, III. Kapitel.

2. Rammen mit rücklaufender Kette. Abb. 168 u. 169.

a) *Die Handkunstramme, (mouton à bras, hand pile-driver)* vgl. Abb. 168.

Mit Winde und Kette wird der Bär hochgewunden. Fallhöhe etwa 4 m, Bärgewicht etwa 600 kg. Leistung eines Schlages $4 \cdot 600 = 2400$ mkg.

Die schwersten Pfähle lassen sich mit dieser Ramme eintreiben. Sie wird dort verwendet, wo die zu schlagende Anzahl der Pfähle klein ist. Am Ende der Kette befindet sich ein Schnepper. Dieser klinkt den Bären in gewisser Höhe aus, wozu die links hängende Leine dient. Der Bär fällt. Ein Gegengewicht am Schnepper zieht nun die Kette abwärts, nachdem die Bremse der Winde gelöst ist. Unten klinkt der Schnepper selbsttätig in eine Öse ein, welche sich oben am Bär befindet, worauf die Hebung wieder beginnen kann.

b) *Die Dampfkunstramme (sonnette à vapeur, steam pile-driver)*

wirkt wie die Handkunstramme. Die Schläge folgen einander nur in weit schnellerer Folge, da das Emporwinden des Bärs mit Dampfkraft geschieht; vgl. Abb. 169. In einer Minute werden etwa drei Schläge bei 4 m Fallhöhe erzielt. Das Bärgewicht beträgt gewöhnlich 6—800 kg; es steigt aber bei Rammung starker Pfähle bis auf 1800 kg.

Diese Ramme wurde in Hamburg im Jahre 1884 noch fast ausschließlich angewendet. Die Fortbewegung der Ramme von Pfahl zu Pfahl erfolgt in beiden Fällen auf Walzen unter Benutzung einer Brechstange als Hebel.

3. Ramme mit endloser Kette,

kurzweg Kettenramme genannt.

Zur Bedienung der Dampfkunstramme gehört etwas Geschick, wenn damit mehrere Schläge in kurzer Zeit ausgeführt werden sollen. Einfacher ist diese höhere Leistung durch die Kettenramme zu erreichen; vgl. Abb. 170. Am Mäkler läuft eine endlose Kette beständig von unten nach oben. Die Maschine braucht nicht umgesteuert und eine Bremse für gewöhnlich nicht bedient zu werden. Die Kette geht fortgesetzt vorn hinauf, hinten hinab. Der Schnepper befindet sich hier im Bär. Er schnappt in die Gliederkette ein, wenn der Bär unten aufschlägt, so daß der Bär sich dann sofort wieder aufwärts bewegt. Das Ausklinken erfolgt oben wieder durch den Zug einer unten befestigten Leine oder durch Anstoßen an einen



Abb. 168. Hand-Kunstramme.

M. & H., Katal. C, S. 21.



Abb. 169. Dampf-Kunstramme.

M. & H., Katal. C, S. 4.

in den Mäkler gesteckten vorstehenden Riegel. In einer Minute werden bis zu neun Schläge bei 4 m Fallhöhe erreicht. Diese Ramme ist allerdings 25 % schwerer und teurer als die vorbeschriebene Dampfkunstramme. Eine große derartige Kettenramme lieferten Menck & Hambrock an die Unternehmerfirma R. Landmann in Königsberg. Bärgewicht 2000 kg, 16 P. S. Dampfkraft, 4 m unter den Stand der Ramme nach unten durchschlagend, $17^1/_2$ m freie Höhe von der Schwelle bis Unterkante des hochgewundenen Bärs. Maschinell neigbares Gerüst bis Neigung 1:3 nach hinten und 1:6 nach vorn. Die Anzahl der Schläge in je einer Minute bei $1^1/_2$ m Fallhöhe beträgt 25, bei 3 m Fallhöhe 15, dies soll die dauernde Leistung auf dem Bauplatz sein. Preis 19 000 Mk.

4. Direkt wirkende Rammen.

Die Erfindung des Dampfhammers führte zur Konstruktion einer Ramme, bei welcher der Bär an der Kolbenstange eines Dampfzylinders hing (Ramme von Nasmyth). Diese Ramme war sehr schwer, sie hatte viele bewegliche Teile, ihre Benutzung hörte auf, als vor etwa 20 Jahren von Figée eine neue Ramme (System Lacour, Abb. 172) eingeführt wurde. Bei dieser wird mit dem Dampfzylinder direkt gerammt, welcher zugleich den Bär bildet. Der Kolben bleibt in Ruhe, während der Zylinder sich hebt und senkt. Dabei werden in der Minute bis zu 30 oder 40 Schläge ausgeführt. Der Rammpfahl kommt zwischen den einzelnen Schlägen nicht zur Ruhe, der Boden wird lockerer, und das Eintreiben vollzieht sich leichter.

Der Kolben, auf welchen der Dampfdruck wirkt, muß gestützt werden. Bei der Patentramme von Menck & Hambrock, Abb. 171, hängt der Kolben an der Kolbenstange, welche hohl ist und durch welche oben der Dampf eingeführt wird. Hier befindet sich der Ort des Dampfeinlasses in Ruhe. Das Dampfzuleitungsrohr besitzt einen Teleskopauszug. Diese Ramme eignet sich für große Arbeiten.

Abb. 172 u. 173 zeigen die ältere, einfachere Art der Kolbenunterstützung. Die Kolbenstange tritt unten am Zylinder (Bär) heraus und findet auf dem zu rammenden Holze ihren Ruhepunkt. Da nun der Dampf allemal über dem Kolben in den Zylinder eintritt, bedarf es unten keiner Stopfbüchse. Die Stopfbüchsenreibung fällt fort. Es wurde diese Bauweise, obwohl die Ramme gut wirkt, aus zwei Gründen bisher weniger angewendet. Einmal tritt unten Kondenswasser aus, welches das Rammholz aufweicht, wenn dieses nicht durch ein ⊓-Eisen oder eine Eisenplatte, durch Dorne gehalten, ab-



Abb. 170. Ramme mit endloser Kette.

M. & H., Katal. C, S. 6.

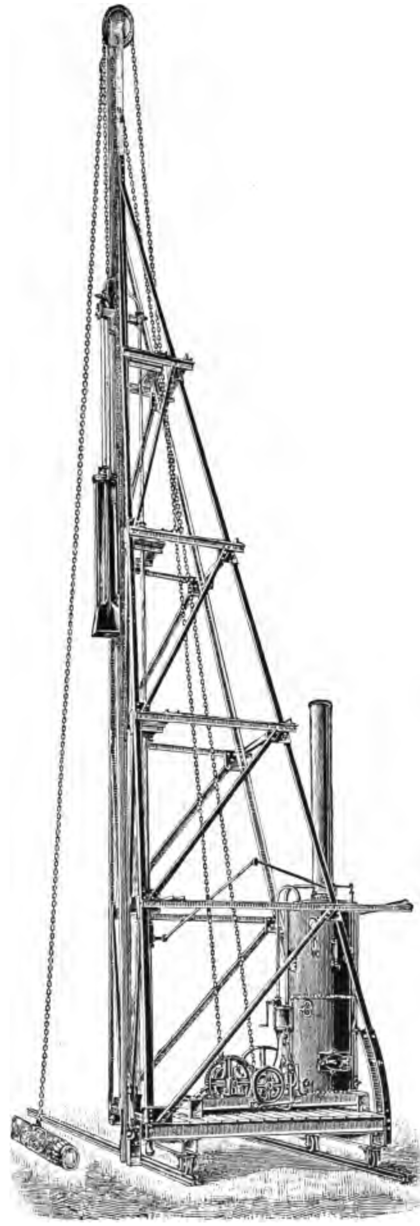


Abb. 171. Direkt wirkende Ramme (Dampfhammer-Ramme).

M. & H., Katal. C, S. 5.

gedeckt ist: weiter muß hier die Dampfzuführung oben an dem auf- und niederschlagenden Zylinder erfolgen. Ein Schlauch ist daher zu benutzen, welcher nicht selten oben an der Verbindungsstelle mit

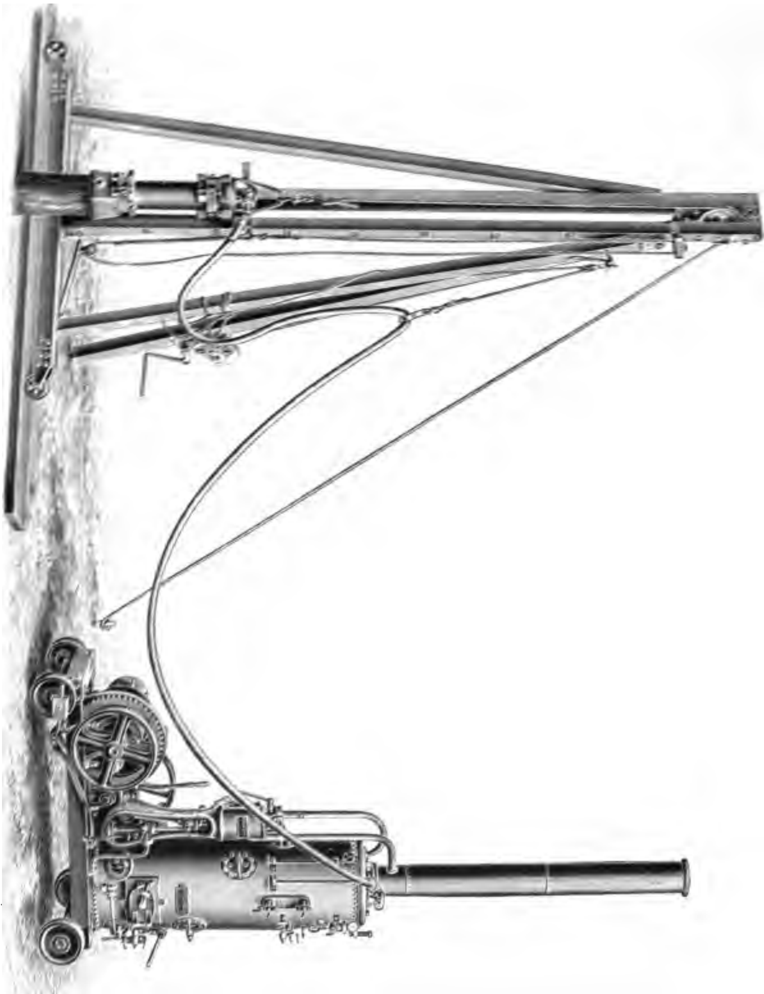


Abb. 172. Direkt wirkende Ramme, System Lacour.
Menck & Hambrock.

dem Zylinder (Bär) abreißt. Trotz dieses Mangels eignet sich die direkt wirkende Ramme sehr wohl für Kleinbetrieb; sie wird als Ersatz der einfachen Zugramme (Abb. 167) mit Erfolg verwendet. Diese Ramme vollführt bis zu 60 Schläge in der Minute. Die Zahl

der Schläge hängt von der Übung des die Ramme bedienenden Mannes ab, da dieser den Dreiwegehahn für den Dampf-Ein- und -Austritt jeweils schnell öffnen und schließen muß. Bärgewicht 270 kg. Hubhöhe 70 cm für Rammung von Spundwänden. Bärgewicht 50 kg bei Rammung von Stackwerkspfählen, wie solche bei Buschbauten Verwendung finden. An der Unterweser sind derartige Rammen im Gebrauch. Das Gerüst besteht aus Gasrohren, die durch Taue gehalten werden; vgl. Abb. 173.

Abb. 174 zeigt eine Ramme mit Krangerüst. Der Mäkler oder Läufer ist zweiteilig. Beide Läufer sind unten mit einer Schraube versehen zur Erzielung eines festen Standes im Boden. Diese Vorrichtung wird dort benutzt, wo die Ramme nicht unten neben der zu schlagenden Pfahlreihe Aufstellung finden kann.

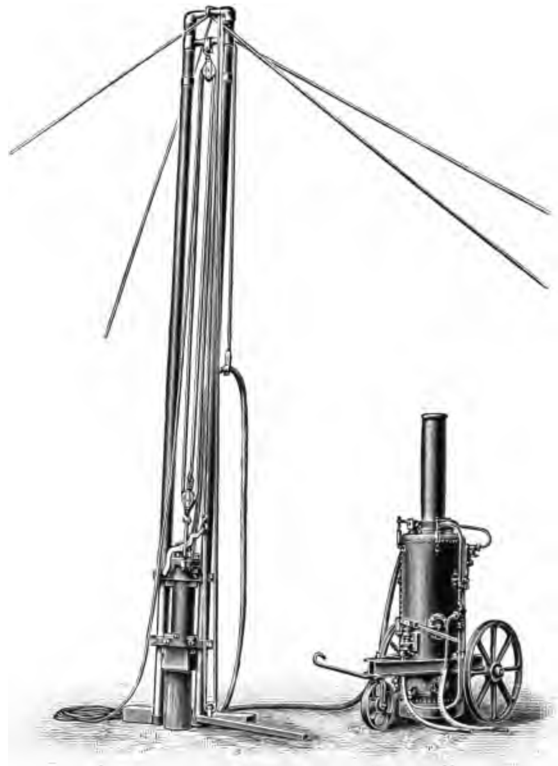


Abb. 173. Direkt wirkende Ramme, System Lacour.
Menck & Hambrock.

Ramme für schmale Baugruben.

Abb. 175 zeigt eine Ramme, welche zum Schlagen von Spundwänden in einer tiefen und engen Baugrube benutzt wird, während der Kessel sich über Gelände befindet. Zur Verlängerung des Mäklers nach unten hin dienen verstellbare ⊐-Eisenschienen, die am Mäklerholz höher oder niedriger mit Bolzen befestigt werden können. Diese Ramme war für Kanalisationsarbeiten des Bauamtes der Stadt Münster in Benutzung.

Die Ramme mit Rohrführung des Bärs von Th. Möbus, Berlin, dient zum Rammen von Pfählen unter Wasser. Der Bär fällt in dem leeren, oben offenen Rohr frei bis tief unter Wasserspiegel hinab und trifft dort die Haube des Pfahlkopfes. Damit nun das in diese Haube eingeführte Wasserabschlußrohr, welches zugleich den Bär führt, nicht an der Schlagwirkung teilnimmt und diese schwächt, ist jenes Rohr mittels Stopfbüchse beweglich in die Haube eingesetzt.

Der Vorteil dieser Ramme besteht in einer Materialersparnis. Die Pfähle brauchen, vom Rammkopf abgesehen, nicht länger bestellt zu werden, als sie unter Wasser Verwendung finden sollen.

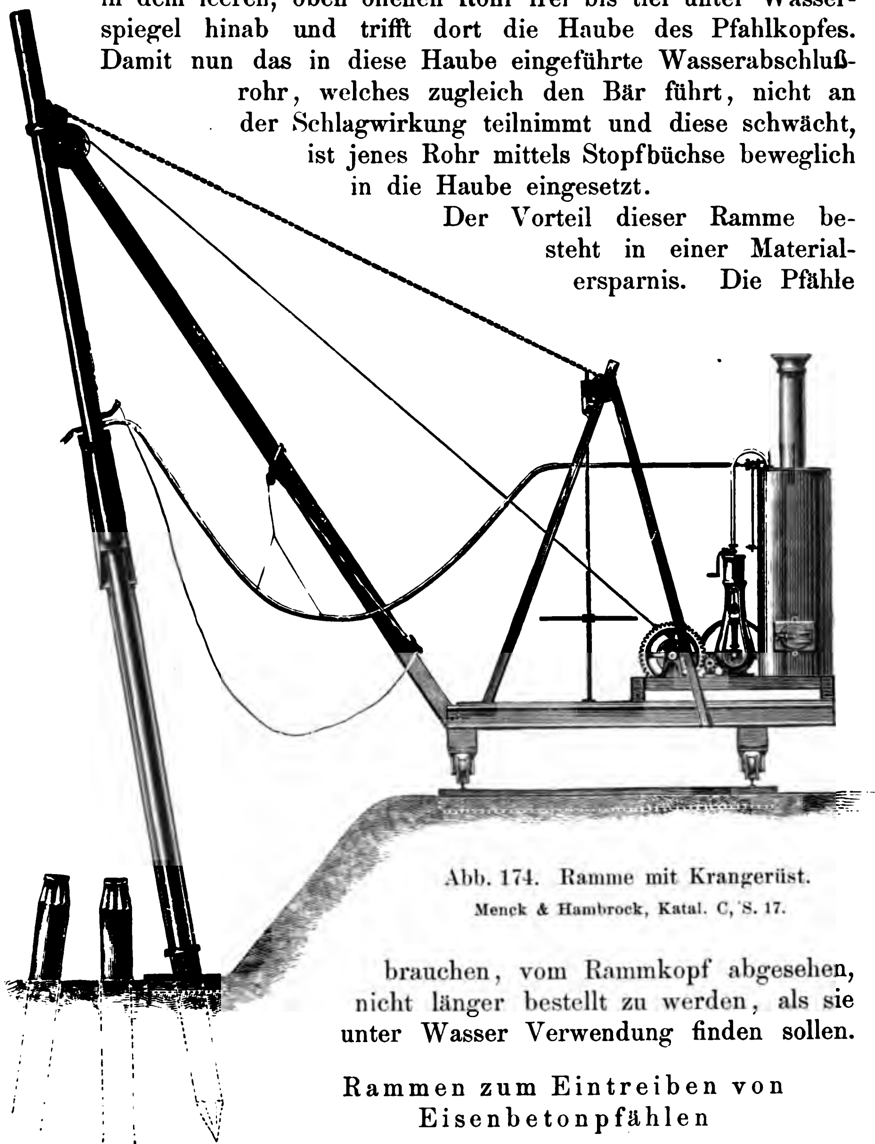


Abb. 174. Ramme mit Krangerüst.
Menck & Hambrock, Katal. C, S. 17.

Rammen zum Eintreiben von Eisenbetonpfählen

oder Spundwänden aus Eisenbeton, vgl. Abbildung 166, S. 182, zeigen ein Bärgewicht bis zu 5000 kg. Über die erforderlichen elastischen Zwischenlagen siehe S. 182.

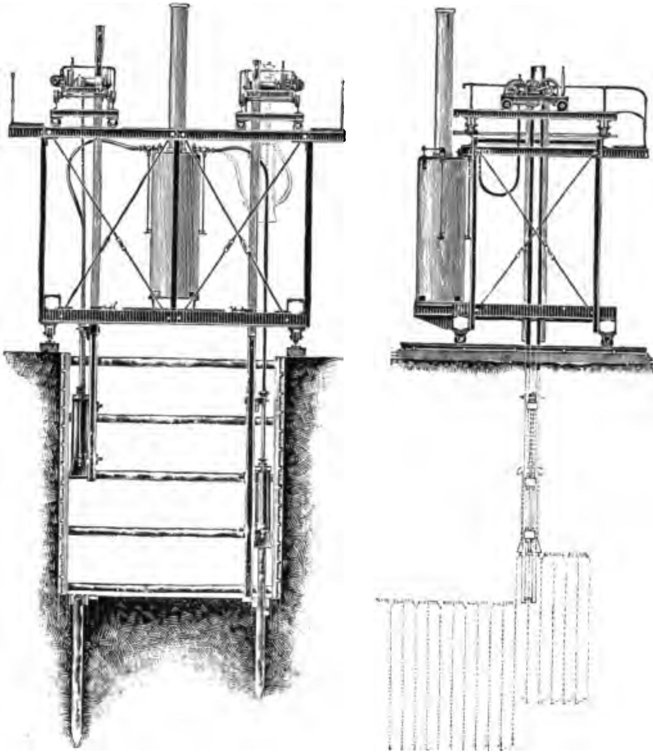


Abb. 175. Doppeldampframme.
Menck & Hambrock, Katal. C, S. 19.

C. Das Abschneiden unter Wasser und das Ausziehen von Pfählen.[1])

1. Das Abschneiden der Pfähle unter Wasser

erfolgt bei Einzelpfählen mit der Pendelsäge, dem geraden Blatt oder mit der Segmentsäge. Die Zähne sind stark zu schränken, d. h. seitlich auszubiegen, damit der Schnitt breit wird und das Sägenblatt sich nicht festklemmt.

Das Absägen einer größeren Anzahl von Pfählen erfolgt mit der Kreissäge bei Antrieb durch Dampf oder Elektrizität. Abb. 176 zeigt die Dampfkreissäge in Verbindung mit einem Laufkran. Eine Bewegung der Säge nach beiden Richtungen, lang und quer, ist hier möglich.

1) Handb. d. Ingw., Band IV, 1. Abt., 2. Aufl. S. 303—312.

Abb. 177 zeigt eine Kreissäge, welche so ausgebildet ist, daß sie sich an das Gerüst einer Dampframme anhängen läßt.

2. Das Ausziehen von Pfählen.

a) *Topfschrauben, Hebebock, Wuchtebaum.*

Abb. 178 und 179 zeigen Vorkehrungen zum Ausziehen der Pfähle (arracher des pieux, to draw piles) mit Hilfe von Schrauben. Der Hebel oder Wuchtebaum (vgl. Hagen 1, Tafel 19), wird neuerdings seltener benutzt.

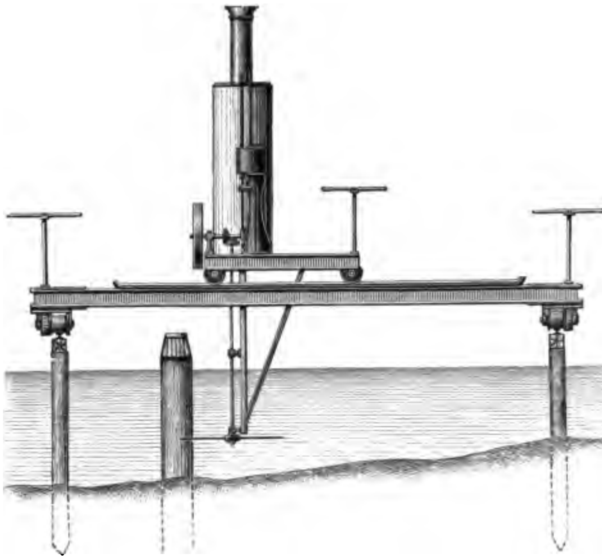


Abb. 176. Kreissäge an einem Laufkran.
Menck & Hambrock, Katal. C, S. 25.

b) *Anwendung von Sprengmitteln.*

Münchow wendete bei dem Ausziehen von Pfählen an der Unstrutbrücke bei Nebra mit Vorteil Sprengungen an. Ein hölzerner mit Eisen armierter Hebel wurde gespannt gehalten. Neben dem so auf Zug beanspruchten Pfahle wurde dann in 2 m Tiefe unter Geländeoberfläche und in 50 cm Abstand vom Pfahl eine Dynamitpatrone abgeschossen. Durch die Erschütterung lockerte sich der Pfahl im Boden, hob sich dabei eine Strecke und war nachher leicht ganz herauszunehmen.

c) *Der schwimmende Pfahlauszieher*

wird zum Ausziehen von Pfählen benutzt, die so frei im Wasser stehen, daß sich kein fester Stützpunkt für das Ansetzen von Schrauben findet. Mittels Dampfkraft, Winde und starkem Flaschenzug wird der Pfahl gezogen; vgl. die Abbildungen im Katal. C, S. 26 von Menck & Hambrock.

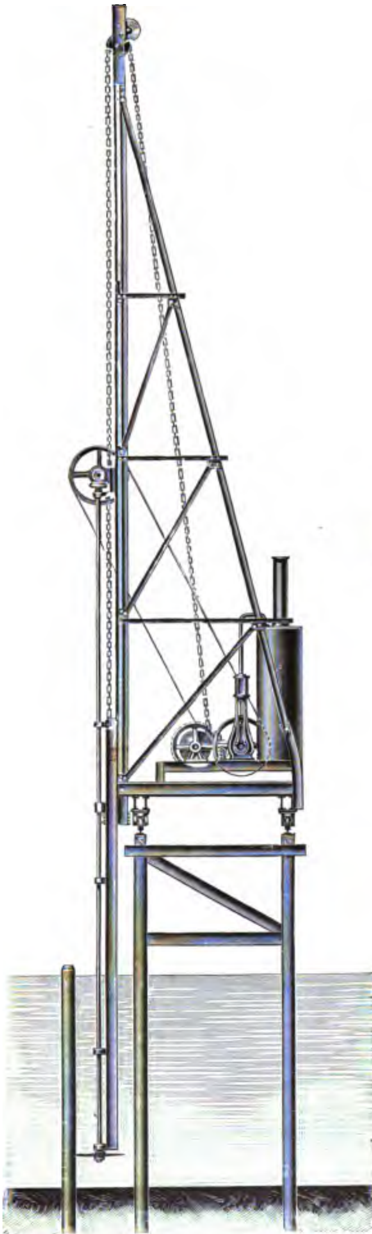


Abb. 177.
Kreissäge an einem Rammgerüst.
Menck & Hambrock. Katal. C, S. 25.

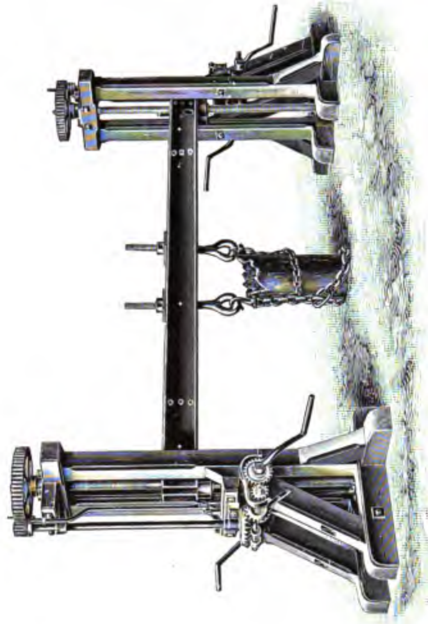


Abb. 179. Hebebock-Pfahlauszieher.
Menck & Hambrock, Katal. C, S. 27.

Abb. 178. Topfschrauben-Pfahlauszieher.
Menck & Hambrock, Katal. C, S. 27.

X. Baggerungen[1])

(Bagger, drague oder cure-môle, drag oder dredger).

Vgl. Baggergerät für Brunnengründungen, S. 49; z. B. Vertikalbagger S. 51.



Abb. 180. Zange.
Menck & Hambrock, C. 188.

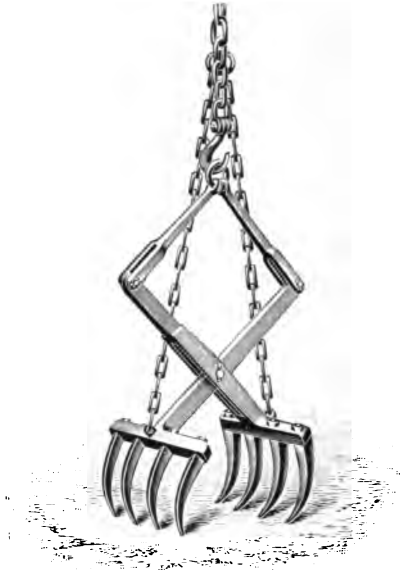


Abb. 181. Steinzange.
Menck & Hambrock, C. 189.

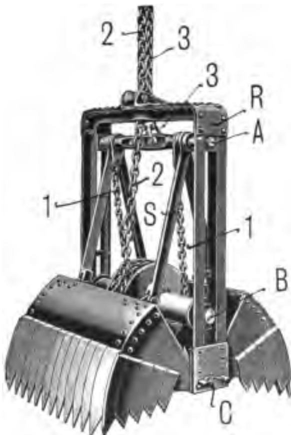


Abb. 182. Priestmannscher Zweiketten-Greifbagger.
M. & H., Kat. D, Liste 103, S, 3.

Früher bezeichnete man ausschließlich das Lösen von Erdboden unter Wasser und das Heben desselben durch das Wasser hindurch mit „Baggern". Später aber verwendete man ähnliche Apparate, wie sie für diesen Baggerbetrieb angewendet wurden, auch für das Lösen von Boden im Trocknen und das Einladen in Erdwagen. Man nannte diese neuen Maschinen „Trockenbagger". Da sich so der Begriff des Baggerns verschoben hat, bezeichnet man heute das Baggern im

1) Handbuch d. Ingw., IV.: „Die Baumaschinen", 1. Abt. (2. Aufl.) S. 123—214. — Cours de Travaux maritimes II, Baggerungen S. 127—167.



Abb. 183. Zweiketten-Greifbagger von M. & Hambr.

Wasser im Gegensatz zum Betriebe im Trockenen als „Naßbaggern“ und die benötigten Apparate als Naßbagger.

A. Der Trockenbagger auch Excavator genannt.

1. Die Zange.

Zur Geschichte des Baggerbetriebes vgl. Hagen 3, Tafel 38—43. Gegenüber den einfachen Mitteln, welche damals zur Verfügung standen, zeigt sich heute ein außerordentlicher Fortschritt. Ganz neue Arbeitsweisen sind erdacht und die Leistungen gesteigert. Alt

ist die Verwendung der Zange Abb. 180, zum Ergreifen länglicher Gegenstände, wie auch die der Steinzange, Abb. 181.

2. Der Greifbagger

ist der Zange nachgebildet. Er erfaßt den Boden mit Klauen und hebt ihn mit zwei Schaufeln, die sich schließend ein Gefäß bilden. Dieser von Priestmann erfundene Bagger gelangte in folgenden zwei Ausführungen zur Verwendung.

Der Einkettenbagger hängt an einer Kette. Durch Vermittlung eines in diese eingefügten runden Körpers, Nuß genannt,

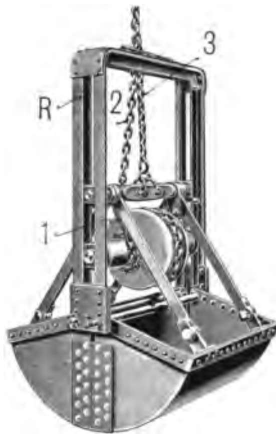


Abb. 184.

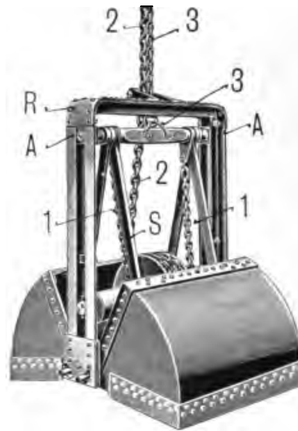


Abb. 185.

Priestmannsche Zweiketten-Greifbagger.

wird erreicht, daß der Greifer im offenen Zustande niedergelassen werden kann. Der Bagger stößt dann unten auf. Läßt man die Kette sich nun noch weiter abwärts bewegen, dann gleitet die Nuß durch eine Fangvorrichtung hindurch. Bei dem Anziehen der Kette schließt sich alsdann der Greifer.

Der Zweikettenbagger (vgl. auch die Abb. 226 und 227) wird neuerdings häufiger benutzt. Die Abb. 182—185 zeigen Ausführungen der Firma Menck & Hambrock. Beim Niedergang im offenen Zustande hängt der Bagger an der Kette 3 und mittels derselben an dem beweglichen Querbaum *A* (Abb. 185). Dieser hebt die Schrägstangen *S* empor, während der Rahmen *R* durch sein Gewicht nach unten strebt, bis sich *R* oben auf *A* stützt. Dann ist das Greifgefäß ganz geöffnet. Der Bagger dringt nun in den Boden

ein. Die Bewegung aufwärts wird hingegen durch Zug an der Kette 2 bewirkt, welche um eine Trommel gewickelt ist. Sie dreht die Trommel und mit ihr eine Welle, deren Lager mit dem unteren Teile des Rahmens *R* fest verbunden sind. Nun wickeln sich auf diese sich drehende Welle zwei Ketten auf, die in den Abbildungen mit 1 bezeichnet sind. Durch die so erzielte Übersetzung wird der bewegliche Querbaum *A* durch Ketten 1 mit Gewalt abwärts gerissen. Dabei drücken die Schrägstangen *S* die Fanggefäße zu, und so hebt sich zum Schluß der Bagger, an der Trommelkette 2 hängend, wenn die Drehung der Trommel nach

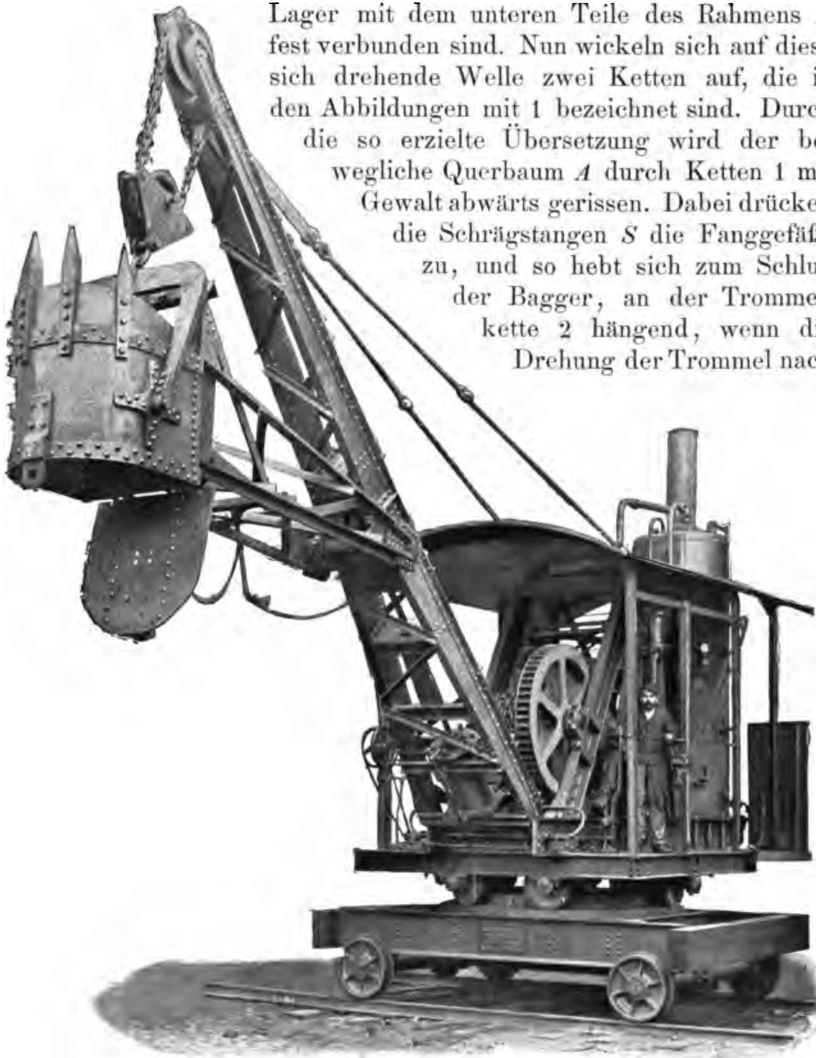
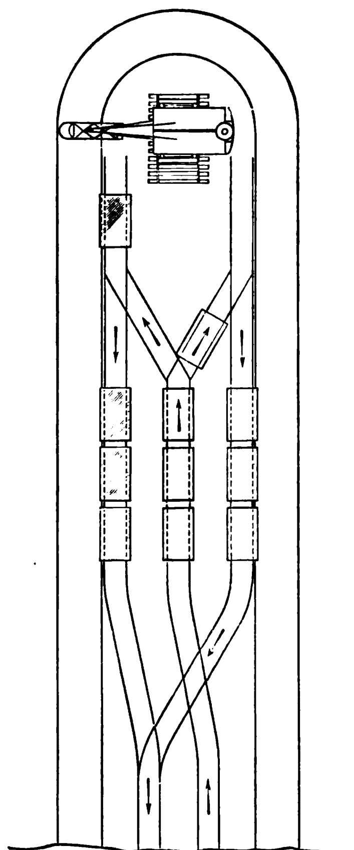


Abb. 186. Löffel-Hochbagger.
Menck & Hambrock, Katalog D, Liste 112, S. 2.

erfolgtem Zusammenschlagen der Greifgefäße ferner nicht mehr möglich ist. Das Öffnen erfolgt oben durch das Freigeben der Schließ-



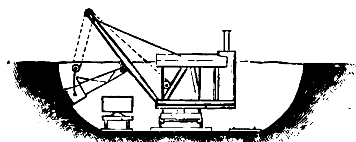


Abb. 187.
Betrieb des Löffelbaggers.
M. & Hambr., Kat. D, Liste 112, S. 4.

kette 2. Der Bagger hängt dann an Kette 3, welche, wie oben beschrieben, ein Öffnen bewirkt; vgl. die beiden Abb. 4 und 5 von Menck & Hambrock, Kat. *D*, Liste 103, Seite 2.

3. Der Löffelhochbagger

dient zur Einleitung einer großen Trockenbaggerung; derselbe ist mit einem drehbaren Untergestell, auf einem Wagen ruhend, so montiert, daß er vorkopf oder seitlich gegen eine Böschung angreifen kann. Vorbereitende Arbeiten mit Handbetrieb fallen fast ganz fort. Es bedarf nur einer horizontalen Fläche von der Größe, daß der Bagger darauf stehen kann. Die Bezeichnung Hochbagger sagt, daß der zu lösende Boden höher liegt als der Schienenstrang des Baggers; vgl. Abb. 186 und 187. Der Löffelhochbagger oder Universallöffelbagger von Menck & Hambrock erfordert 2—3 Mann Bedienung. Die Leistung beträgt im Meistbetrage 70—80 Schnitte in der Stunde. Ein Löffel mittlerer Größe hat 0,9 cbm Rauminhalt und faßt etwa $\frac{4}{5} \cdot 0{,}9 = 0{,}7$ cbm Boden, er schafft also im Meistbetrage stündlich $75 \cdot 0{,}7 = 52{,}5$ cbm Boden, bei mittlerer Größe des Baggers. Die Füllung des Löffels erfolgt von der mit Zähnen versehenen Schneide aus. Die Entleerung in den Erdwagen findet durch eine Bodenklappe statt.

Abb. 187 zeigt die Gleislage für den Betrieb des Löffelbaggers.

4. Der Eimerhochbagger,

Abb. 188, arbeitet an einer langen Böschung. Die höchste Leistung eines Baggers von mittlerer Größe dieser Art beträgt etwa 180 cbm



Abb. 188. Eimer-Hochbagger.
Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Liste 4.

die Stunde. Der Eimerhochbagger setzt das Vorhandensein einer langgestreckten Böschung voraus, d. h. einer im Gelände gegrabenen Rinne, wie diese durch den Löffelbagger, Abb. 186 und 187, zunächst hergestellt ist. Hochbagger arbeiteten z. B. bei dem Bodenaushub am Hafen von Krefeld-Linn.

Bei dem Eimerhochbagger bewegt sich die Eimerkette in demselben Sinn herum, wie bei gewöhnlichen Naßbaggern. Die gefüllten Eimer ruhen oben auf der Leiter; sie werden von Rollen getragen und dort schräg aufwärts gezogen.

5. Der Tiefbagger,

Abb. 189, zeigt die zuerst eingeführte Art der Trockenbagger. Der Bagger steht auf drei Gleisen am oberen Rande der Böschung. Die Eimer graben und schaben den Boden von der Böschung und nehmen ihn längs dieser nach oben hin mit. Die leeren Eimer wandern auf dem Oberteil der Leiter abwärts. Diese Bewegung ist derjenigen bei gewöhnlichem Naßbaggern entgegen. Während der Arbeit bewegt sich der Bagger an einem stehenden Arbeitszug entlang, ein Portal über demselben bildend. Die beiden Schienen des Arbeitszuges liegen zwischen den Baggerschienen, so daß fünf Schienen zusammen eine Gleislage bilden. Die Eimer schütten ihren Inhalt in die Wagen aus. Eine Wippklappe überbrückt die Lücke zwischen zwei Wagen. Die stündliche Leistung erreicht bei einem Tiefbagger mittlerer Größe 150 cbm. Der vorstehend dargestellte Bagger besitzt als Sonderheit eine geknickte Eimerleiter. Die Eimer bewegen sich oben steiler empor als an der Böschung. Der Bagger kann daher näher an die Böschungskante heranrücken.

Die Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft verbindet sowohl Hoch- wie Tiefbagger mit Kies-Sortier- und -Reinigungsvorrichtungen; vgl. deren Mitteilung vom 8. Mai 1903.

B. Naßbagger.

Die Abschnitte 1—7 bieten eine Übersicht über die Baggerei. Abschnitt E bringt Angaben über Konstruktionsteile.

1. Der Eimerbagger
(drague à godets, bucket dredger).

Weit älter als die Konstruktion der Trockenbagger ist diejenige der Naßbagger. Über ältere Bagger siehe Hagen 3, Tafel 41.

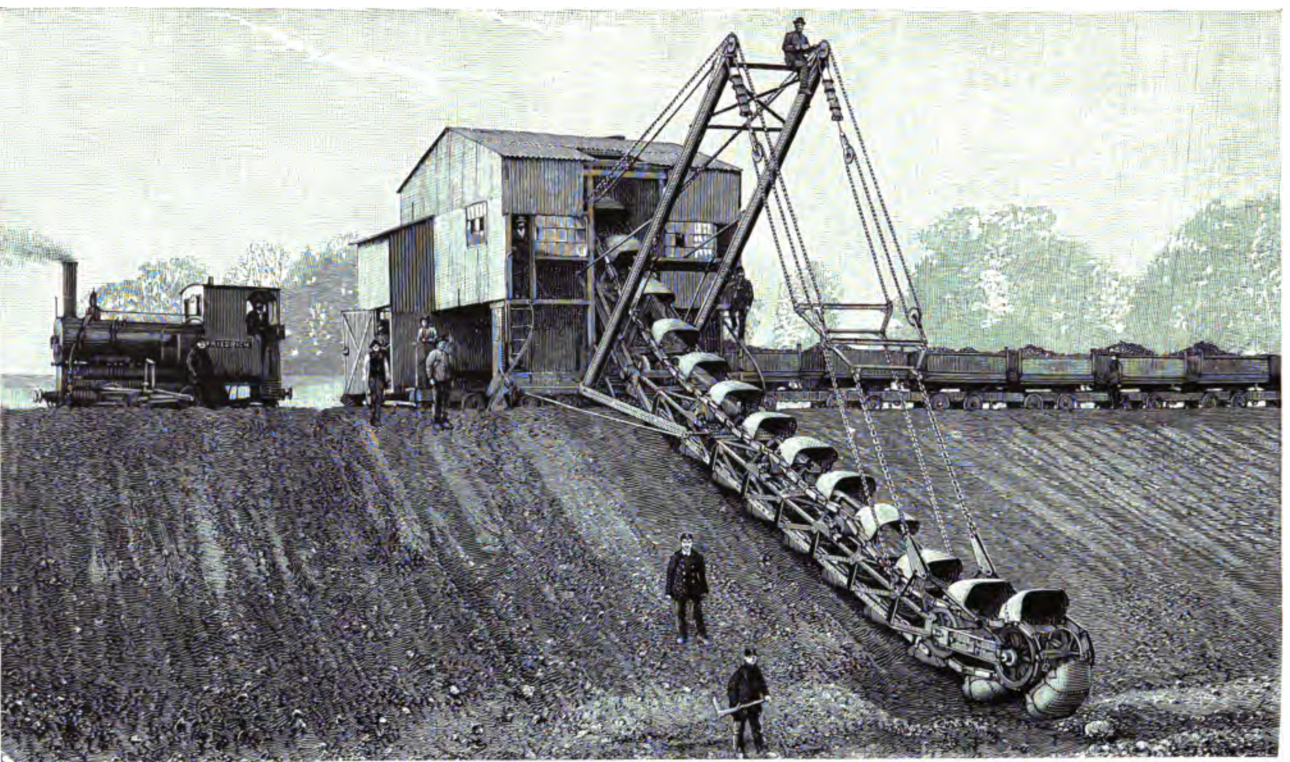


Abb. 189. Tiefbagger.

Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Liste No, 4, Fig. 1.



Abb. 190. Eimer-Naßbagger.

Bagger an der Unterweser, nach einer Sturmflut bei Niedrigwasser auf Land sitzend.



Abb. 190a. Eimer-Naßbagger im Betrieb bei dem Bau des Nord-Ostsee- oder Kaiser Wilhelm-Kanals.
(Aufnahme Knackstedt & Näther, desgl. Abb. 203a; siehe Abb. 150, S. 169.)

Abb. 190 zeigt einen Bagger, welcher bei den Arbeiten an der Unterweser[1]) etwa 1890—1895 benutzt worden ist. Er bietet gegenüber dem Vertikalbagger, vgl. Abb. 45 und 46, S. 51, welcher zur Ausbaggerung engbegrenzter Räume, z. B. in Brunnen, verwendet wird, wesentliche Vorteile. In erster Linie ist hier das Ausschütten einfacher. Den abwärts bewegten, entleerten Eimern ist die Schüttrinne bei schräger Stellung der Eimer nicht im Wege; sie kann unbeweglich befestigt sein, während bei den Vertikalbaggern die Schüttrinne oder eine Klappe derselben jeweils erst entfernt werden muß, wenn ein Eimer nach Entleerung sich abwärts bewegt. Ferner

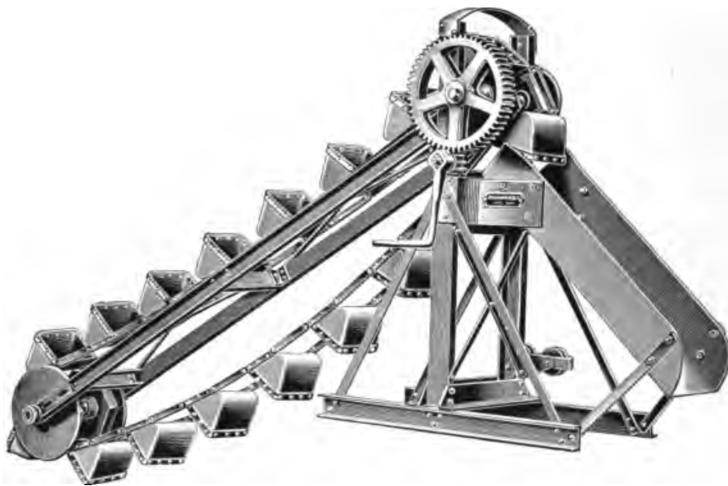


Abb. 191. Eimerbagger mit schräger Leiter.
Menck & Hambrock, Katal. D, Mitteil. 99, S. 2.

kann durch ein Heben oder Senken des unteren Endes der Eimerleiter deren Stellung „nach der Tiefe zu“ den wechselnden Bodenverhältnissen angepaßt werden. Abb. 190a zeigt verschiedene Naßbagger bei dem Bau des Nord-Ostsee-Kanals in Betrieb. Der vordere Bagger greift vorkopf den Bodenstreifen an, welcher bis an die Transportgleise reicht. Bis zu dieser Tiefe hinab erfolgte der Aushub durch Trockenbagger. Abb. 191 zeigt einen kleinen Eimerbagger von Menck & Hambrock, welcher zum Zweck der Ausbaggerung einer Baugrube auf einen Kranwagen gesetzt werden kann

1) Vgl. die Mitteilungen über Konstruktion und Verwendung verschiedener Baggerarten in Abschnitt IV, Kap. 2, S. 18 des Werkes von L. Franzius und H. Bücking, „Die Korrektion der Unterweser“, Verlag W. Engelmann, Leipzig.



Abb. 192. Eimerbagger der Bremer Baugesellschaft.

Kleiner Bagger mit Eimern von 80 l Inhalt, $5\frac{1}{2}$ m Baggertiefe, Leistung: 40 cbm die Stunde, Maschinenstärke 20 I. P. K.

oder auf Schiffsgefäße, z. B. zwischen zwei miteinander verbundene Prähme.

Der schwimmende Bagger vollführt bei seiner Arbeit eine horizontal pendelnde Bewegung. Er wird durch eine Ankerkette mit dem unteren Ende der Leiter gegen den auszuhebenden Boden gedrückt, während das andere Ende einige hundert Meter entfernt (und in strömendem Wasser flußaufwärts) verankert ist. Der Bagger nimmt jeweils Boden in Form eines bogenförmigen Streifens fort, dessen Mittelpunkt durch jenen Ankerpunkt der vorderen Kette gebildet ist. Nach Vollendung eines Bogenweges wird die Kette mit Hilfe einer auf dem Bagger befindlichen Winde verkürzt. Dieselbe wird an mehreren Punkten durch Flöße unterstützt und so schwebend getragen. Abb. 193 zeigt diese Vorderkette links im Bilde. Außerdem wird der Bagger durch vier Seitenketten gehalten; je eine Kette vorn und hinten auf jeder Seite. Durch das Anziehen der Ketten einer Seite und das Nachlassen der beiden Ketten der anderen Seite wird die Seitenbewegung des Baggers bewirkt. Diese Ketten werden in Abb. 192 durch eine Handwinde, in Abb. 193 durch Antrieb mittels Dampfmaschine bewirkt.

Bagger im Betriebe, Leistung derselben.

Die nachfolgenden Abbildungen 192—197 verdanke ich der Bremer Baugesellschaft, Volker, Bos, Ficke & C., Bremen, Wall 132, welche Baggerarbeiten in großem Umfange übernimmt. Die Eimerbagger, Abb. 192 und 193, der Schutensauger, Abb. 197, und der Elevator mit Tragband, Abb. 204, sind bei ihrer Arbeit in Hamburger Häfen photographisch aufgenommen.

Ein anderer Eimerbagger „Nordholland“ der Br. Bauges. ist wesentlich stärker gebaut als der Bagger „Hamburg“; er hat 0,45 cbm fassende Eimer.

Ein anderer neuer Bagger derselben Firma hat Eimer von 0,6 cbm Inhalt, greift 15 m tief unter Wasser und leistet bis zu 350 cbm stündlich. Diese angegebenen Leistungeu sind als mittlere Betriebswerte bezeichnet, welche gewöhnlich unter den günstigsten Bedingungen sich einstellen. Pausen, hervorgerufen durch schlechte Witterung, das Fehlen von Baggerprähmen oder Beschädigungen des Gerätes, vermindern bisweilen die Leistung erheblich. Die bezeichnete Maschinenstärke bezieht sich auf die Arbeit des Dampfes, d. h. es ist die am Dampfspannungs-Indikator gemessene, auf den Kolben der Dampfmaschine übertragene Arbeit gemeint, bezeichnet als indizierte Pferdekräfte I.P.K.:



Abb. 193. Eimerbagger „Hamburg“ der Bremer Baugesellschaft.

Eimer 360 l Fassungsvermögen, Leistung 150—250 cbm die Stunde, Baggertiefe $17^1/_2$ m, Maschinenstärke 200 I. P. K. die Stunde.

2. Der Saugebagger, (suceuse, suction dredger),

hebt mit einem Saugrohr, welches schräg in das Wasser taucht und an dessen unterem Ende ein Saugkorb angebracht ist, ein Gemisch von Boden, zumal Sand und Wasser, in die Höhe. Im Baggerfahrzeug befindet sich eine Zentrifugalpumpe, welche das so fließend gemachte Baggergut emporsaugt und unter Druck bringt. Mittels langer Rohrleitungen wird dasselbe dann entfernten Orten zugeführt, wo das Wasser sich ausbreitet. Der Boden setzt sich dort ab und bewirkt Verlandung niedrig gelegener Gelände, alter zu verschüttender Flußarme und trocken gelegter Seen (Beispiel: Unterweserkorrektion und Bau des Teltower Kanals). Das Druckgefälle beträgt bei der Fortbewegung des Baggergutes in den Rohrleitungen etwa 1:20. Es beträgt also der Reibungswiderstand in einer 600 m langen Leitung etwa $\frac{600}{20} = 30$ m Wassersäulendruck oder bei $\frac{5}{4} \cdot 1000$ kg/cbm Gewicht der Mischung etwa $\frac{5}{4} \cdot 3 =$ rund 4 Atm.

Abb. 194, dem Werk „Die Korrektion der Unterweser“ entlehnt, zeigt einen Sauge- oder Spülbagger nebst langer Druckleitung zur Abführung des Baggergutes. Auf dem Strome schwimmt das Druckrohr, durch luftgefüllte Schwimmkästen oder Flöße getragen, zwischen welchen sich Gelenkkonstruktionen befinden; vgl. E, Abb. 225.

Abb. 195 zeigt den Austritt der fortgeschwemmten Mischung von Wasser und Boden. Die ganze hier sichtbare Fläche ist auf diese Weise erhöht. Das Wasser fließt fort, die mitgeführten Sinkstoffe bleiben liegen, indem sie sich in flacher Böschung ausbreiten. Im vorliegenden Falle zeigt die Abb. 195, welche auch dem bezeichneten Werk entnommen ist, nicht einen einzelnen Saugebagger, welcher an Ort und Stelle die Flußsohle vertieft, sondern drei Fahrzeuge. Das erste, außen nach dem Strom zu liegende, ist einer der vielen Prähme, welche den in größerer Entfernung gebaggerten Boden nach hier bringen und dann fallen lassen. Ein Eimerbagger hebt diesen Boden und wirft ihn dem Spülbagger zu, dessen Zentrifugalpumpe den Boden nach erfolgter Vermischung mit Wasser in das lange Druckrohr treibt; vgl. Abb. 195.

Abb. 196 zeigt einen selbstladenden Saugebagger, welcher zu gleicher Zeit auch als Eimerbagger arbeiten kann. An Flußmündungen und vor Hafeneinfahrten geht oft eine zu schwere See, so daß dort der Eimerbagger nicht mit Erfolg verwendet werden kann. Die Wellen heben und senken das Baggerfahrzeug zu stark. Die Eimerleiter schlägt unten auf, gerät einmal fest und schwebt dann wieder über der Sohle. In diesem Falle ist das Baggern mit einem Saugerohr bequemer, welches unten dauernd auf der Sohle des Gewässers



Abb. 194. Saugebagger an der Unterweser.
Aufnahme der Bauverwaltung.

aufruht. Ferner können da draußen keine Prähme verkehren und insbesondere nicht an einem Bagger anlegen. Die Wogen würden die beiden Fahrzeuge gegeneinander schlagen und beschädigen. Da ist es geraten, den Bagger selbst mit einem Laderaum (Hopperaum) zu versehen, Abb. 196.

Dieser selbstladende Bagger hat 380 I. P.K. Dampfleistung und einen Laderaum von 450 cbm. Bei grobem Sand, welcher sich schnell absetzt, gebraucht derselbe, als Saugebagger arbeitend, 20—25 Minuten zur Füllung seines Laderaums. Rechnet man nun noch die



Abb. 195. Austritt der Spülmasse.
Aufnahme der Bauverwaltung.

Zeit für einen Transport von einer halben Stunde für Hin- und Rückweg zwecks Entladung des Baggergutes durch Bodenklappen an einem entfernten Ort hinzu, so ergibt sich also die Zeit von einer Stunde für jene Leistung von 450 cbm.

Andere Saugebagger, z. B. der Bagger „Nordsee“ der Bremer Baugesellschaft, sind auch darauf eingerichtet, aus dem eigenen Laderaum zu saugen, um diesen so mittels angeschlossener Druckrohrleitung zu entleeren; vgl. die Schutensauger, Abb. 197.

Weil bei allen selbstladenden Baggern die Scheidung der festen Stoffe von dem miteingeführten Wasser in dem beschränkten Raume des Schiffsgefäßes erfolgen muß, eignet sich dieser Saugebagger nur bei sandigem, nicht bei lehmigem, schlammigem und breiartigem



Abb. 196. Selbstladender Saugebagger (suceuse porteuse — hopper suction dredger) der Bremer Baugesellschaft, auf der Reede in Ymuiden arbeitend.

Boden. Die sich nicht absetzenden Bodenteile gehen mit dem über den Rand des Laderaums abfließenden Wasser über Bord, vgl. Abb. 196.

Der Saugebagger vom Ingenieur Frühling, Braunschweig, vermeidet mit Erfolg den oben bezeichneten Mangel des Saugebaggers älterer Bauweise. Baumeister Frühling ließ sich die Konstruktion eines besonderen Saugekopfes patentamtlich schützen, welcher mit seinem Mundloch nicht auf der Sohle des Gewässers aufruht, sondern in den weichen, zu baggernden Boden eindringt und unter der Sohle durch Kettenzug fortbewegt wird. Bei diesem Verfahren ist das Baggergut mit weniger Wasser gemischt, so daß die Baggermasse, welche hernach die Laderäume füllt, weit mehr feste Teile enthält. Versuche mit derartigen Baggern sind mit Erfolg von der Verwaltung des Kaiser-Wilhelm-Kanals ausgeführt.

3. Der Schutensauger
(suceuse de chalauds, suction dredger).

Die in Abb. 194 und 195 dargestellte Transportweise, das Baggergut durch Spülung mittels Rohrleitungen fortzutreiben, führte schon gelegentlich der Baggerarbeiten an der Unterweser dahin, besondere Fahrzeuge nur zum Forttreiben des Baggergutes zu bauen. Man nannte dieselben „Spüler“. Später ist diese Arbeitsart weiter ausgebildet.

Abb. 197 zeigt einen am Ufer neben einem Deich liegenden Schutensauger und davor den mit Baggergut gefüllten, zu entleerenden Prahm, in den Nordseehäfen auch Schute genannt. Das eine von dem Schutensauger ausgehende Rohr (rechts) führt der Schute Wasser zu. Der kräftige Strahl wühlt das Baggergut auf, so daß es von dem Sauger leicht erfaßt werden kann. Die Mischung von Wasser und Boden bewegt sich nun durch das zweite mittlere gekrümmte Rohr nach dem Schutensauger, geht hier durch die Zentrifugalpumpe und dann mittels des Steige- oder Druckrohres (links) über den Deich hinaus auf das zu erhöhende Gelände. Die Sauge- oder Druckrohre haben 60 cm Durchmesser. Die Reinwasser-Zentrifugalpumpe ist mit ihrer zugehörigen Dampfmaschine direkt gekuppelt. Auch die Hauptzentrifugalpumpe kuppelt man jetzt direkt an ihre Dampfmaschine, während früher Zahnräder dazwischen eingeschaltet waren. Dampfleistung 360 I. P.K.; Baggerleistung bei 250 — 300 m Druckrohrlänge und 6—7 m Hubhöhe über Wasserspiegel etwa 300 cbm stündlich an sandigem Boden. Ein anderer Schutensauger von 475 I. P.K. Dampfleistung fördert 400 cbm Boden. Bei längerer Leitung, bis 600 m, nimmt die Arbeitsleistung auf etwa die Hälfte ab; desgleichen sinkt die Leistung bei ungünstigen Bodenarten.



Abb. 197. Schutensauger (Prahmsauger) der Bremer Baugesellschaft.

C. Beseitigung des Baggergutes.

1. Handbetrieb.

Unter kleinen Verhältnissen wird der Boden aus den Prähmen, in welche der Bagger den gehobenen Boden schüttete, mit der Hand ausgekarrt. Die Verbindung mit dem Ufer ist durch einen kleinen Brückensteg herzustellen. Die aufzuhöhende Fläche wird gegen das Wasser hin durch einen Erddamm abgeschlossen, wofern das Baggergut in nassem Zustande einen leichtbeweglichen Schlamm bildet.



Abb. 198. Baggergut-Hebestelle bei Hamburg.
Eigene Aufnahme.

2. Kranbrücke und Hängebahn — ponts transporteur.

Unter größereren Verhältnissen bedient man sich maschineller Hilfsmittel und besonderer Vorrichtungen.

Abb. 198 und 199 zeigen die Kranbrücken nebst Hängebahnen, welche an den Kanälen bei Hamburg zwecks Entladung der Baggerprähme und Förderung des Baggergutes auf benachbarte, ausgedehnte Wiesenflächen benutzt werden. Der Boden wird meist aus der Elbe bei Gelegenheit einer Offenhaltung und Vertiefung des Fahrwassers gewonnen. Damit ist so zugleich die Beschaffung eines wertvollen, wasserfrei gelegenen Hafengeländes oder Baugrundes erreicht.

Abb. 199 und 200 ist dem Buche „Hamburg und seine Bauten“ (Verlag von Otto Meißner, Hamburg), S. 479, entnommen.

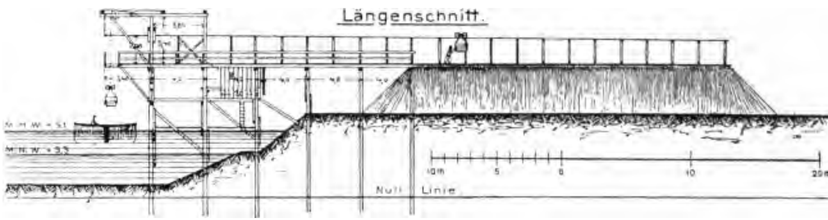


Abb. 199. Kranbrücke für Hängebahnen.

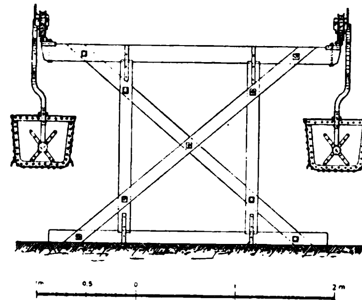


Abb. 200.
Bockkonstruktion für Hängebahnen.

Auch der ganze Baggerbetrieb ist dort kurz erläutert. Der Antrieb mit Dampfmaschine erfolgt von einer Stelle aus für je eine Gruppe von Krangerüsten und die Förderung durch Drahtseil und Seilscheiben. Die quer ins Gelände führenden Gleise können geneigt angelegt werden, so daß diese Bewegung durch die Schwerkraft erfolgt. Der Rücklauf kann auf einer am Kran tiefer als der Ablauf endigenden Schiene geschehen.

Über Hängebahnen vgl. Abb. 201 mit fester Schiene und Abb. 202 mit Tragseil. Der Katalog der Firma Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, bietet eine gute Übersicht über den Betrieb mit Hängebahnen, über Weichen, Kurven, Stützungen der Schienen im Freien, sowie über die Seile, Kräne und Hilfsmaschinen.





Abb. 201. Hängebahnen. Abb. 202.

Adolf Bleichert & Co., Katalog S. 20.



Abb. 203. Elevator der Bremer Baugesellschaft.



Abb. 203a. Elevator mit Spülrinne im Betrieb bei dem Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals.

3. Elevator — élévateur — elevator.

Abb. 203 zeigt einen Elevator mit Spüleinrichtung. Das Baggergut wird aus dem, zwischen den Schiffsgefäßen des Elevators liegenden Prahm gehoben und oben in ein Mischgerinne geschüttet unter gleichzeitigem Zutritt von Wasser, welches in den Rohren rechts von der Eimerleiter hochgepumpt wird. Unter Benutzung des links befindlichen Auslegermastes wird das Material in einem langen Gerinne an das Ufer gespült. Der abnehmbare, größere Teil des Gerinnes ist hier entfernt. Die Arbeitsleistung beträgt bei 150 I. P.K. Dampfkraft etwa 200 cbm stündlich.

Abb. 203a zeigt einen derartigen Elevatorspüler am Bau des Nordostseekanals in Tätigkeit. In einiger Entfernung vom Ufer ist zunächst ein Damm aus trockenem Boden geschüttet, welcher die vom Elevator mit Spülrinne angeschwemmten fließenden Massen in ihrer Ausbreitung gegen den Kanal hin begrenzt. Die vom Elevator mittels Mast durch Hängeseile getragene Schüttrinne ist am Lande durch ein festes Gerüst verlängert.

Abb. 204 gibt einen Elevatortransporteur, élévateur-transporteur — elevator conveyer.

Hier fällt trockenes Baggergut, Sand oder Kies, auf ein Tragband, welches bis an das Ende des Auslegers über Rollen fortläuft und unterhalb zurückkehrt. In der Abbildung findet das Laden eines Kieszuges statt. Damit das Baggergut den Elevator trocken erreicht, ist dasselbe vom Bagger zum Elevator in Prähmen mit doppeltem Boden zu fahren. Der Zwischenraum zwischen den Böden wird unterwegs mit Handpumpe leer gepumpt. Leistung ebenfalls 200 cbm die Stunde.

Abb. 205 zeigt einen Querelevator, welcher ohne Transportband das Baggergut direkt von der Schute in den Eisenbahnwagen hebt. Dieses wird in dem von einem Portalbau getragenen Schüttrichter in Sand und Kies sortiert und mittels Bodenklappe getrennt, in 16 m Entfernung von der Bordseite des landseitigen Tragschiffes verladen. Die Tagesleistung beträgt 1200 cbm.

4. Der Prahm — porteur — hopper,

dient zur Fortschaffung des Baggergutes. Soll dieses an der Endladestelle aus dem Prahm gehoben werden, so erhält er einen dichten Boden. Kann es aber an Plätzen, wo die Aufhöhung der Sohle des Gewässers keinen Schaden nach sich zieht, einfach ausgeschüttet werden, so erhält der Prahm in diesem Falle große



Abb. 204. Elevator-Transporteur der Bremer Baugesellschaft.



Abb. 205. Quer-Elevator.

Patentamtlich geschützte Konstruktion der Schiffs- und Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft in Mannheim.

Bodenklappen, bei deren Öffnung das Baggergut im Wasser versinkt. Man sagt dazu: „Das Baggergut wird geklappt."

Abb. 206 zeigt einen Klapprahm der Wasserbauinspektion Emden. Rings um den Laderaum herum sind Lufträume angebracht. Die seitlichen Lufträume *L* dienen nur zur Erzeugung des Auftriebes. Vorn wie hinten sind die Räume noch zu anderen Zwecken, z. B. als Unterschlupf für die Bedienungsmannschaft ausgenutzt. Der niedrige mittlere Längsbau mit Keilrücken *M* nimmt die Drehgelenke *D* der Klappen *K* auf. Diese werden an Ketten *J* in die punktierte Lage niedergelassen, wenn der Prahm entleert werden soll. Die Drehpunkte *D* der Klappen sind höher als der Schiffsboden angeordnet, damit die Klappen bei Öffnung nicht zu weit nach unten reichen. Querwände *Q*, welche durchbrochen sind, dienen zur Queraussteifung.

Abb. 207 bietet eine andere Öffnungsweise. Es dreht sich die Klappe jeweils um den Drehzapfen *F*. Der Antrieb erfolgt durch

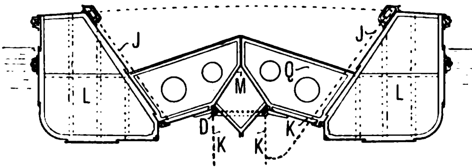


Abb. 206. Klapprahm.

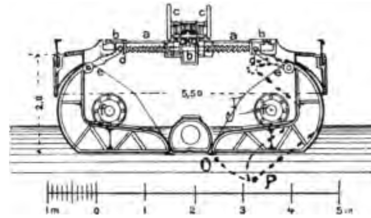


Abb. 207. Klapprahm, Hamburg.

eine Schraubenspindel, deren Mutter sich nach der Prahmmittellinie zuschiebt und das obere Ende der Klappe nach einwärts zieht. Dabei bewegt sich unten Punkt *O* nach *P*; siehe das S. 214 erwähnte Buch: „Hamburg und seine Bauten", S. 478. Daselbst sind auch Angaben über die Kosten des Baggerbetriebes gemacht.

5. Schleppdampfer (remorqueur, tugboat).

Zur Beförderung der Prähme zwischen der Entladestelle und dem Bagger werden Schleppdampfer benutzt; vgl. Abb. 208. Hinter der Maschine befindet sich der Zughaken, welcher die Trosse, meistens ein Drahtseil, faßt. Die Trosse ruht auf einem Querbügel, um sich frei bewegen zu können. Bei Befestigung derselben ganz hinten am Dampfer würde dieser die Steuerfähigkeit verlieren. In der Abbildung fehlt die Trosse. Der dort dargestellte kleine Schleppdampfer hat 85 I.P.K. Dampfkraft.



Abb. 208. Schleppdampfer der Bremer Baugesellschaft im Hafen von Rotterdam.

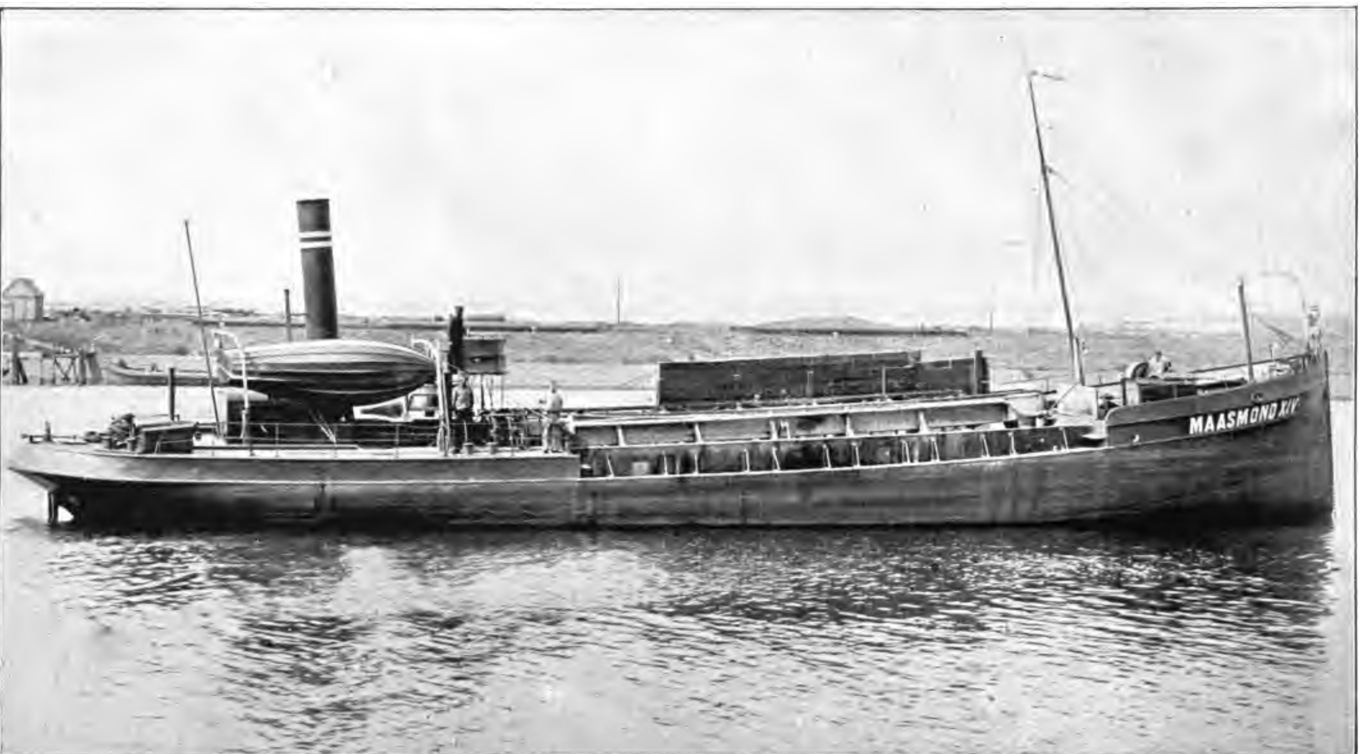


Abb. 209. Dampfprahm der Bremer Baugesellschaft.

6. Der Dampfprahm (porteur à vapeur, steam hopper),

vgl. Abb. 209, ist dort zu verwenden, wo das Schleppen der Prähme infolge stärkeren Wellenganges Schwierigkeiten bereitet, also an Flußmündungen und Seehäfen. Der dargestellte Dampfprahm läuft mit 160 I. P. K. Dampfkraft. Derartige Prähme besitzen bis zu 200 cbm Laderaum.

7. Spülung des Bodens.

Die Fortschaffung des Baggergutes durch Spülung (in Wilhelmshaven etwa auf 1000 m Entfernung) ist hier schon S. 208—213 beschrieben; vgl. auch die Abb. 194, 195 u. 197 daselbst.

D. Die Baggerwerft.

Zu jedem Baggerbetriebe gehört eine Reparaturwerkstatt, wo die Prähme aufgeschleppt, gereinigt, ausgebessert und neu gestrichen werden können. Der Verschleiß an Baggergerät ist groß. Die Stahlschneiden der Eimer, die verstählten Bolzen und manche anderen Maschinenteile müssen zeitweise ausgewechselt und neu ersetzt werden.

Abb. 210 zeigt eine derartige Anlage, welche für den Baggerbetrieb bei dem Ausbau der Unterweser benutzt wurde. Bei Hochwasser fährt der Prahm mit der Flut auf die schräge Holzzulage auf und wird mit Winden noch höher hinaufgezogen. Bei fallendem Wasser liegt das Fahrzeug frei auf. Vgl. Abschnitt V, S. 7 im Werk: „Korrektion der Unterweser.“ Die Staatswerft für die Baggerei in Hamburg ist in dem S. 214 erwähnten Buche: „Hamburg und seine Bauten“ S. 480 skizziert und kurz beschrieben.

E. Konstruktionsteile des Baggergeräts.

Für eingehende Studien über Konstruktion und Betrieb der Bagger sei hier das im Ministerium der öffentlichen Arbeiten zu Berlin bearbeitete Buch empfohlen: „Bau und Betrieb der Dampfbagger“ der preußischen Wasserbauverwaltung; 103 Seiten mit 104 Abb. und 7 Tafeln. Für die nachfolgenden Abbildungen und Erläuterungen ist jene Veröffentlichung benutzt.

1. Der Eimerbagger.

a) *Reibungskuppelungen.*

Für den Betrieb ist eine stetige Arbeitsleistung des Baggers von hoher Bedeutung. Liegt der Bagger zwecks Reparatur eines

einzelnen Maschinenteiles still, dann ruht zugleich die ganze Prahmflotte und ihre Bemannung. Es ist daher auf diejenigen konstruktiven Mittel besondere Aufmerksamkeit zu richten, welche zur Aufrechterhaltung eines steten Betriebes beitragen. Dahin ist in erster Linie die Reibungskuppelung zu rechnen, welche zwischen der arbeitenden Dampfmaschine und dem Eimerwerk des Baggers einzuschalten ist, um Stöße unschädlich zu machen. Die Maschine muß



Abb. 210. Reparaturwerkstatt in Brake, Werft mit Podest.

weiter laufen können, wenn der Eimerapparat bei Berührung fester Gegenstände, z. B. eines zu großen Steines oder eines Baumstammes plötzlich zur Ruhe gelangt. Die Kuppelung muß also eine relative Bewegung zulassen, ohne daß die auftretenden Kräfte über ein erlaubtes Maß anwachsen, damit keine Zähne der vorhandenen Zahnräder oder andere Teile brechen können.

Die hydraulische Kuppelung in Abb. 211 wurde von der Lübecker Maschinenbaugesellschaft mehrfach verwendet. Die Kuppelung ist mit dem Triebrad *d* des ersten Turasvorgeleges ver-

bunden. Dieses Zahnrad läuft lose zwischen den beiden Backen *a* und *b* der Kuppelung, von welchen *b* auf der Welle aufgekeilt ist, während *a* auf der linksseitigen Verlängerung der Nabe von *b* sitzt. Die Scheibe *c* ist nach rechts verschieblich, sie besitzt am Rande und an der Nabe eine Dichtung. Zwischen *a* und *c* wird nun Wasser unter Druck gelassen. Es preßt sich dann die Scheibe *c* gegen das Zahnrad *d* und dieses gegen den inneren Rand der Kuppelungsscheibe *b*. Sie nimmt das Zahnrad *d* mit. Bleibt nun aber der Eimerapparat und mit ihm Scheibe *b* plötzlich stehen, dann gleitet das Zahnrad am Rande von *b*, es wird nur gebremst, aber nicht so festgehalten, daß seine Zähne etwa brechen könnten.

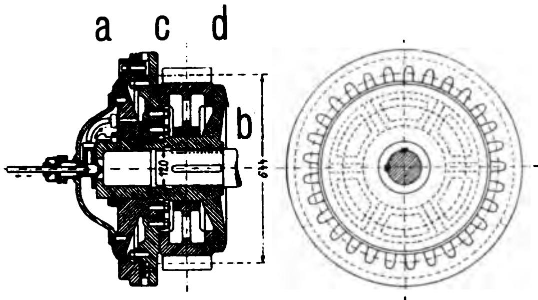


Abb. 211. Hydraulische Kuppelung.

Die Hebelkuppelung, Abb. 212, besteht aus einer bei *K* radial gespaltenen, federnden Scheibe, deren Umfang und Durchmesser durch das Einpressen eines Keiles *K* in den Radkranz dieser Kuppelung erweitert wird. So klemmt sich der äußere Rand der Kuppelungsscheibe gegen die innere Leibung des die Scheibe umschließenden Gliedes der Kuppelung, welches einen kurzen Zylinder bildet und mit der Riemenscheibe fest verbunden ist. Der Keil *K* wird durch ein Gewicht *G* mit bestimmter, gleichbleibender Kraft in den Radkranzschlitz der inneren Bremsscheibe gedrückt. Das Gewicht wirkt zunächst an einem Winkelhebel, dessen vertikaler

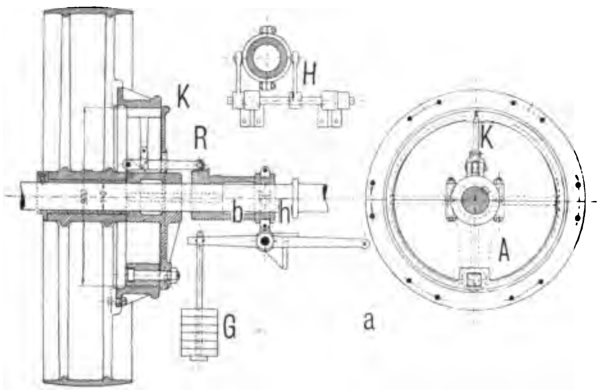


Abb. 212. Hebelkuppelung.

Arm H eine Muffe nach links treibt, deren linkes Ende in eine schiefe Ebene ausläuft. Auf dieser gleitet die Rolle R und mit ihr der lange Arm eines einarmigen Hebels aufwärts, mit dessen kurzem Arme der Keil K verbunden ist. Die Übersetzung ist also eine große. Die Kuppelung ist für gewöhnlich durch die Wirkung des Gewichtes erreicht, sie ist so stark, daß die Eimerkette mitgenommen wird, wenn die Maschine läuft; sie ist anderseits so schwach wirkend, daß nichts brechen kann. Es wird bei zu großem Widerstande die Kuppelung nur noch als Bremse wirken. Eine Ausschaltung der Kuppelung erfolgt durch Zug an dem anderen Hebel, welcher die Verlängerung des Befestigungsarmes vom Gewicht G bildet.

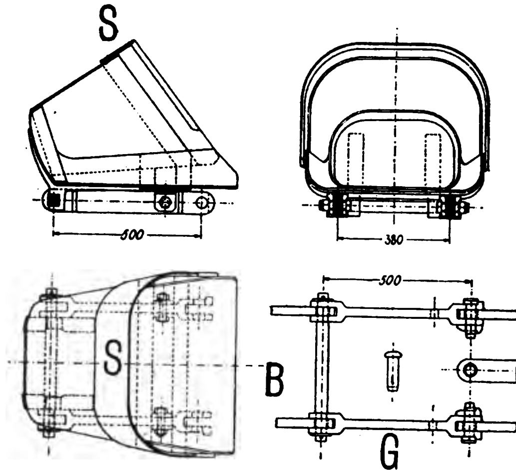


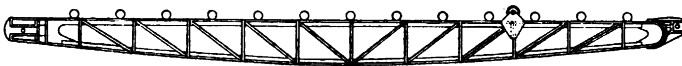
Abb. 213.

b) *Die Eimer*

sind einem starken Angriff ausgesetzt; sie sind aus Flußeisen- oder Stahlblechen hergestellt und mit Stahlschneide S versehen. Letztere verschleißt schnell; sie ist wiederholt zu erneuern. Der Rücken der Eimer kann auch mit Vorteil aus Stahlguß hergestellt werden; er bildet dann mit den angegossenen Bolzenlöchern ein Ganzes. Die Verbindungsglieder G zwischen den Eimern, welche zusammen die Eimerkette ausmachen, heißen Schaken; sie werden aus zähem Flußstahl oder Siemens-Martinstahl hergestellt und erhalten Buchsen (Lager) aus naturhartem Stahl oder Spezialstahl. Auch die Gelenkbolzen B sind aus Stahl gefertigt.

c) *Die Eimerleiter,*

Abb. 214, bildet das steife Verbindungsglied zwischen der oberen und unteren Trommel, Turas genannt, um welche sich die Eimerkette


Abb. 214. Eimerleiter.

legt. Die Leiter befindet sich beim Gebrauch in schräger Lage. Auf ihrer oberen Seite sind Zylinderrollen angebracht, welche sich drehen, wenn der aufwärts wandernde Teil der Kette mit den gefüllten Eimern sie berührt.

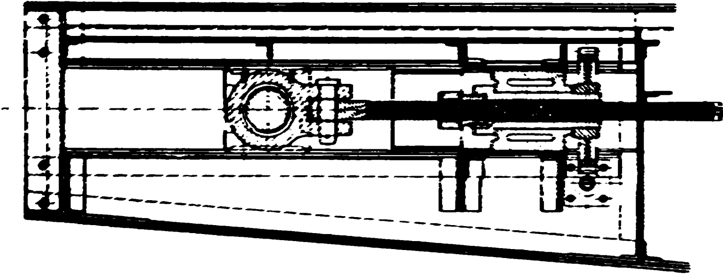


Abb. 215. Spannvorrichtung.

d) *Eine Spannvorrichtung*

der Eimerkette ist in Abb. 215 dargestellt. Die obere Turastrommel, um welche die Eimerkette sich schlingt, ist nicht fest mit der Eimerleiter verbunden, sondern behufs Anspannens in einer Gleitbahn am oberen Teil der Eimerleiter gelagert und mittels Schraubenspindel mit Schraube ohne Ende als Antrieb einstellbar hergerichtet.

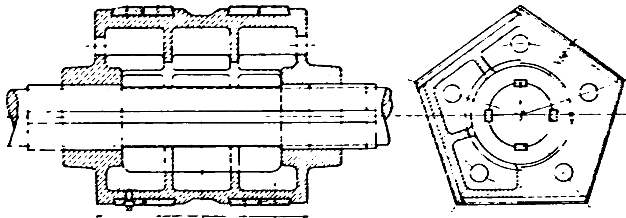


Abb. 216. Oberturas für Eimer von etwa 0.4 cbm Inhalt.

e) *Turas.*

Abb. 216 zeigt den Oberturas, d. h. die Trommel, um welche oben die Eimerkette sich schlingt und von welcher sie mitgenommen wird.

Als Turasgerüst bezeichnet man die Tragkonstruktion des oberen Turas. Bei manchen Fluß- und Kanalbaggern läßt sich der obere Turas durch eine vertikale Schraubenspindel senken, um mit dem Bagger unter Brücken hindurch fahren zu können.

f) Abb. 217 gibt einen *Unterturas*, um welchen die Eimerkette sich am unteren Ende der Eimerleiter schlingt. Hier nimmt die Kette die Turastrommel mit.

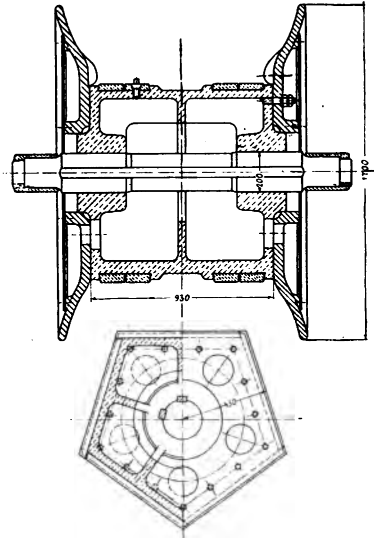


Abb. 217. Unterturas.

g) *Die Eimerleiterwinde*

für einen größeren Bagger ist in Abb. 218 dargestellt. Es hängt der untere Teil der Eimerleiter, je nach der Tiefe, in welcher gebaggert werden soll, hoch oder tief an Drahtseilen, welche zunächst über zwei Rollen laufen, so daß sich auf jeder Seite ein Flaschenzug bildet, dessen drei Seile 1, 2 und 3 die eine Seite der Leiter tragen. Die Seilwinde wird hier durch eine besondere Dampfmaschine mittels Zahnrad und Schraube ohne Ende bewegt. In Abb. 218 ist rechts die Eimerleiter bis in die höchste Lage gehoben. Hierfür müßten eigentlich in der

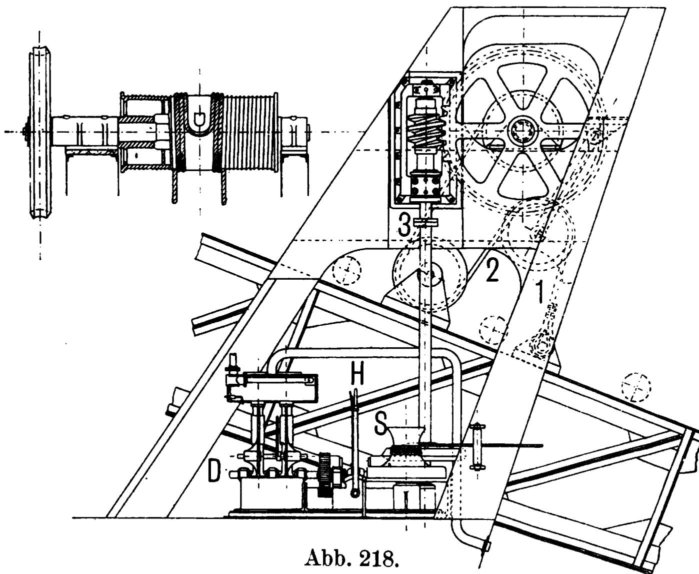


Abb. 218.

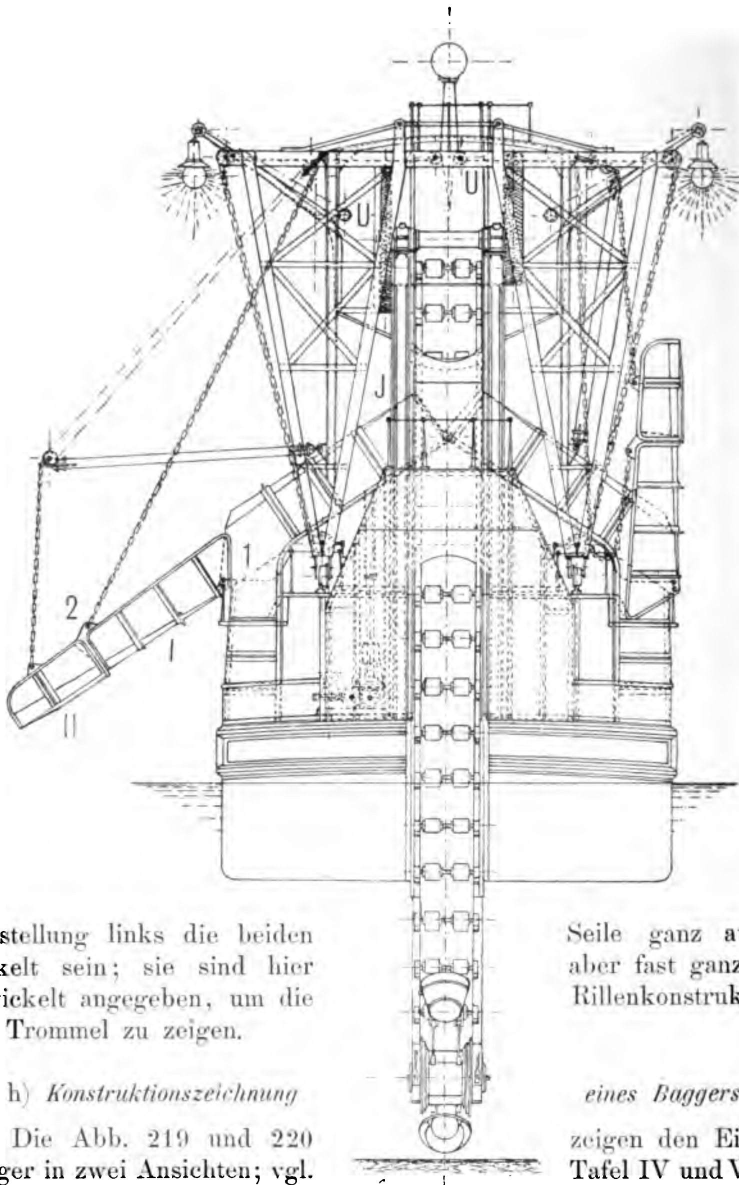


Abb. 219. Eimerbagger. Queransicht.

Darstellung links die beiden Seile ganz aufgewickelt sein; sie sind hier aber fast ganz abgewickelt angegeben, um die Rillenkonstruktion der Trommel zu zeigen.

h) *Konstruktionszeichnung eines Baggers.*

Die Abb. 219 und 220 zeigen den Eimerbagger in zwei Ansichten; vgl. Tafel IV und V des genannten Werkes: „Bau und Betrieb der Dampfbagger“ d. preuß. Wasserbau-Verw. Die beiden Abbildungen sind nicht demselben Bagger entnommen. Es deuten *U* die Scheiben und Zahnräder an, welche zur Übertragung der Kraft von der Maschine auf die obere Turastrommel

und zur Übersetzung dieser Kraft ins Große und der Bewegung ins Langsame dienen. *J* ist das Turasgerüst. Die Schüttrinnen bestehen jeweils aus einem festen Teil 1 und beweglichen Teilen I und II, welche, wie rechts angedeutet ist, hochgeklappt werden können, um den Bagger bei seiner Bewegung außer Betrieb nicht zu stören und um das Anlegen von Prähmen zu erleichtern.

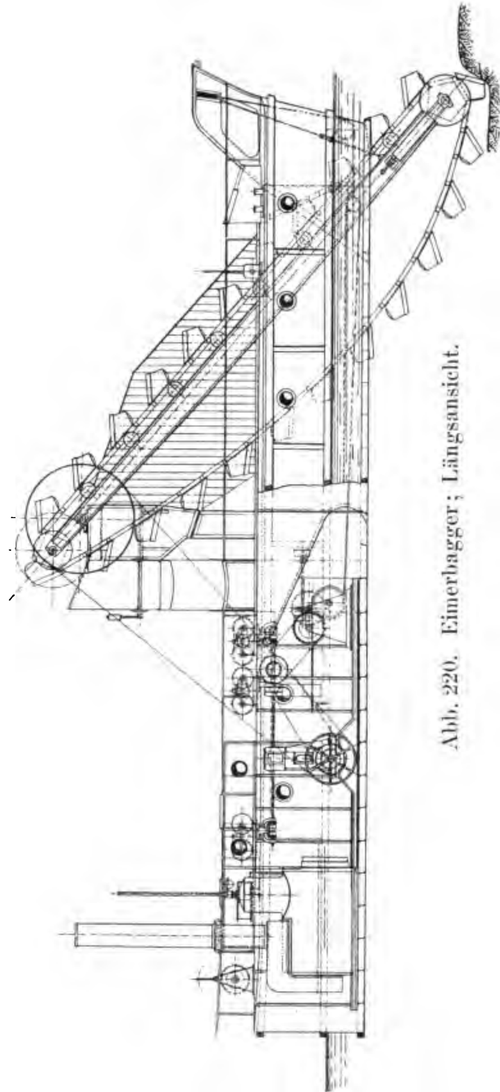
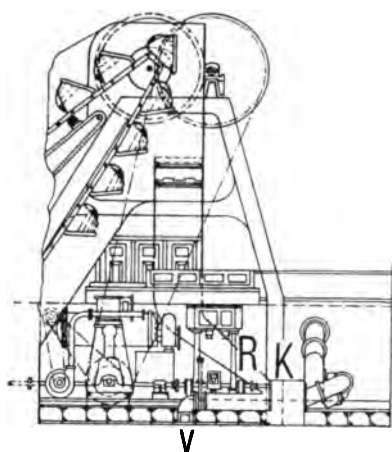


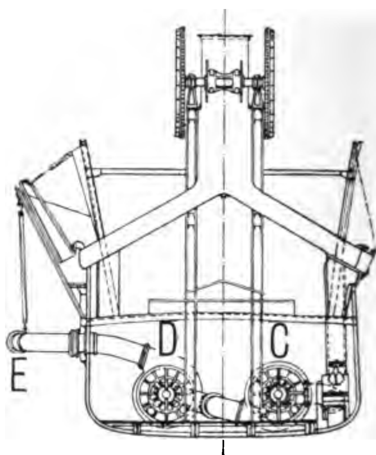
Abb. 220. Eimerbagger; Längsansicht.

2. Der Schwemmbagger,

Abb. 221, ist eine Verbindung des Eimerbaggers mit dem Spüler. Das Baggergut wird mit dem Eimerwerk gelöst und gehoben und in die Rinne *R* gestürzt. Hier vermischt es sich mit Wasser, welches durch ein Bodenventil *V* dem Mischkasten *K* zugeführt wird. Die Spülmasse durchfließt dann nacheinander die beiden Zentrifugalpumpen *C* und *D*, sie wird hier unter Druck gesetzt und strömt durch das Druckrohr *E* ab. Die Anwendung von zwei hintereinander geschalteten Pumpen gestattet eine Erzielung höheren Drucks und größerer Spülweite.

Abb. 222 u. 223 zeigen eine Zentrifugal- oder Förderpumpe in Schnitt und Ansicht. Die Spülmasse wird rechts in der Achse angesogen. Das Anschlußrohr ist dort nicht mitgezeichnet. Die sich drehenden Flügel werfen die Masse in das Schneckengehäuse, wo es sich sammelt





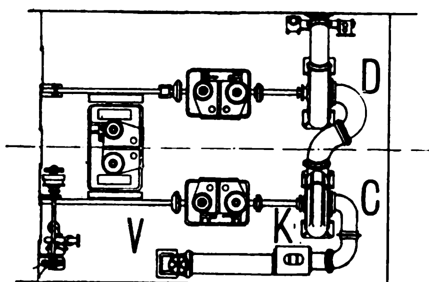


Abb. 221.
Der Schwemmbagger.

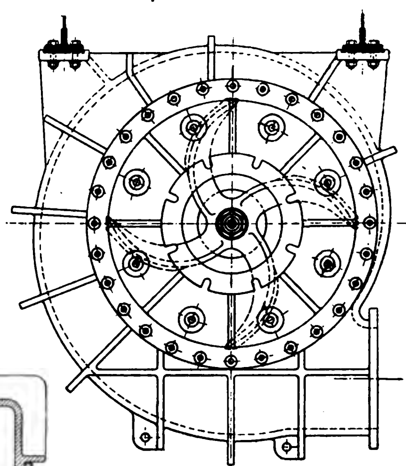


Abb. 223.
Förderpumpe; Ansicht.

und am weiten Querschnitt austritt. Die Flügel zeichnen sich durch einen sehr kräftigen Bau aus; sie sind in geringer Anzahl, hier nur vier Stück, ausgeführt.

Abb. 224 u. 225 zeigen den beweglichen Teil der Rohrverbindungen, welcher zwischen den steifen, aus Eisenblech hergestellten Flanschenrohren

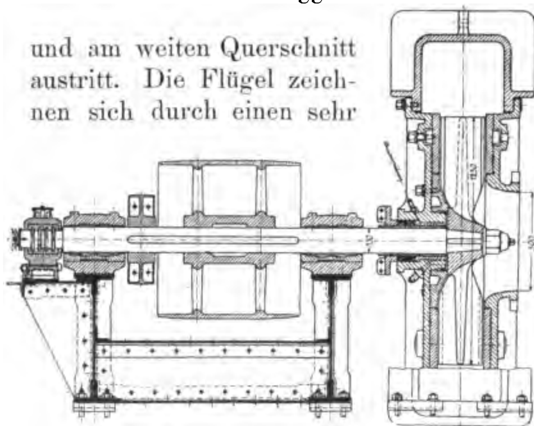


Abb. 222. Förderpumpe im Schnitt.

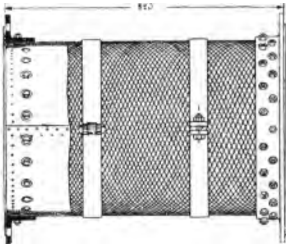


Abb. 224. Panzerschlauch.

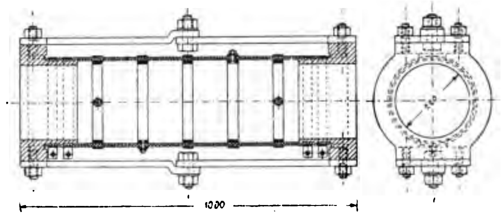


Abb. 225. Gelenkschlauch.

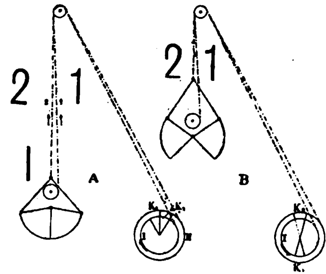
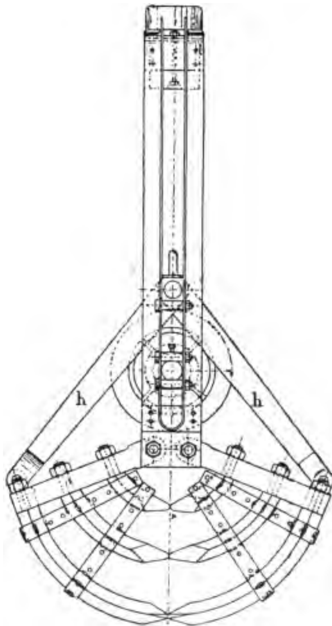


Abb. 226.
Arbeitsweise des Greifbaggers.

eingespannt ist. Diese Schlauchstücke werden auf dem Wasser, vgl. Abb. 194, wo sie auf Flößen schwimmen, oder dort benutzt, wo eine wiederholte Verlegung der Ausmündungsstelle erforderlich ist. Man verwendet Schläuche aus Gummi oder Leder. Dieselben sind so mit Eisengewebe oder Gelenkschienen zu verstärken, daß sie auch die in der Längsrichtung der Rohre auftretenden



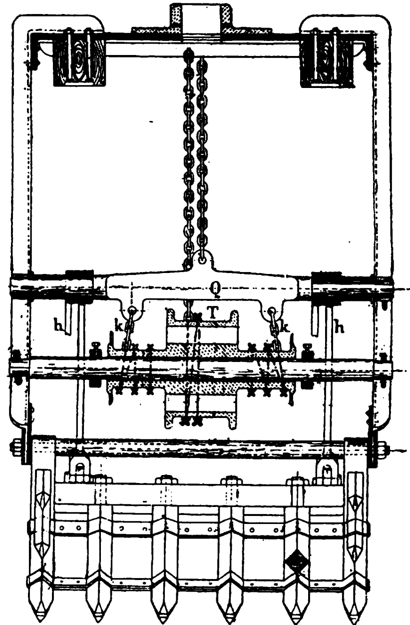


Abb. 227. Greifkorb des Priestmannschen Zweiketten-Greifbaggers.

Zugspannungen aufnehmen können, welche durch den Wasserdruck in Verbindung mit einer Reibung der fließenden Massen an den Rohrwandungen auf diese ausgeübt werden.

3. Der Priestmannsche Zweiketten-Greifbagger

ist S. 42—46 des genannten Werkes beschrieben.

Abb. 226 zeigt, wie der Greifbagger sich öffnet, wenn er an Kette 2 hängt, und wie er sich schließt, wenn Kette 1 angezogen wird, vgl. hier S. 196.

F. Kosten der Baggerei.

Das Lösen, Heben und der Transport von je 1 cbm Boden bis auf Entfernungen von etwa 4000 m stellte sich bei den Bauten am Nordostsee- oder Kaiser-Wilhelm-Kanal auf etwa 75 Pfg. Das Raummaß Boden ist dabei im natürlichen, nicht aufgelockerten Zustande zu verstehen. Es ist dies der Unternehmerpreis. Dabei kam meistens Trockenbaggerung in Betracht. Alle Nebenarbeiten, wie z. B. Wasserschöpfarbeiten, Unkosten, veranlaßt durch die erforderliche Aufsicht seitens der Unternehmer, sowie auch der Unternehmergewinn sind dabei eingeschlosssen.

Andere Angaben über die Selbstkosten des Baggerbetriebes der Strom- und Hafenbauverwaltung in Hamburg finden sich in dem Buche „Hamburg und seine Bauten“, S. 478; vgl. hier S. 214. Die Baukosten eines Baggers sind da zu 390 000 Mk. angegeben. Die Förderung beträgt bei ununterbrochenem Betriebe in 10 Stunden 3000 cbm Sand. Die Kosten für das Baggern allein genommen sind da zu gut 8 Pfg. angegeben oder für 15 Pfg. einschließlich Verzinsung und Amortisation der Bausumme mit 5 %. Die Kosten für das Heben und den Transport des Bodens betragen bei nur 100 m Transportweite 35 Pfg. Diese Kosten beziehen sich auf den losen gebaggerten Boden. Nach Aufmaß vor der Baggerung macht das etwa für 1 cbm $\frac{5}{4} \cdot 35$ 44 Pfg. In diesem Preis sind noch nicht eingeschlossen die Kosten der Leitung des Betriebs, ferner kein Unternehmergewinn. Auch wird der Rechnungsansatz von 5 % für Amortisation und Verzinsung unter gewöhnlichen Verhältnissen, wie sie bei Unternehmungen vorliegen, weitaus nicht genügen. Das Baggergerät läßt sich meistens nicht so stetig beschäftigen wie bei diesem großen staatlichen Betriebe.

G. Felssprengungen.

Literatur:

1. Lauer, Methode zur Zerstörung von Felsen; Preis 4,80 Mk. — Verlag: Spielhagen & Schurig, Wien.

2. Rubčić, Felssprengungen unter Wasser in der Donaustrecke „Stenka-Eisernes Tor“ und im Rhein zwischen Bingen und St. Goar; Preis 6 Mk. — Verlag: Vieweg & Sohn, Braunschweig.
3. Béla von Gonda, Die Regulierung des Eisernen Tores, 100 Abb. Preis 4,80 Mk. — Verlag: Buchdruckerei A.-G. Orszaggyülési Értesitö, Budapest.
4. Arnold, Die Regulierung der Donaukatarakte. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. Hannover 1895, S. 454 und Blatt 22—26, Felssprengungen S. 486.

Es sind zwei Arbeitsarten im Gebrauch. Einmal die Zertrümmerung des Felsgrundes durch die Explosion von Sprengstoff und weiter die Abtrennung von Felsen durch Felsenbrecher (große Meißel). Für das Sprengen der Felsen bedarf es der Herstellung von Bohrlöchern. Das am Rhein benutzte Sprengschiff, Abb. 241, 2. Absch. ist ein Taucherschiff. Die mit Druckluft gefüllte Glocke steht unten auf. Oben am Schacht befinden sich die Luftschleusen für den Verkehr der Personen. Die Bohrmaschinen arbeiten unten in der Druckluftglocke. Nachdem die Bohrlöcher mit Sprengstoff besetzt sind, fährt das Taucherschiff eine Strecke weit fort. Die freien Enden der Zündschnüre sind an Holzstücke befestigt, schwimmen oben auf dem Wasser und können hier entzündet werden. Die Zündschnur mit Gummihülle brennt unter Wasser langsam ab.

An der Donau sind keine Taucherschiffe benutzt. Das Bohrschiff wird an Ort und Stelle gefahren und durch vier große Stützen festgestellt, die auf die Flußsohle drücken. Am hinteren Teile des Schiffes werden mehrere Bohrrohre niedergelassen, welche die Strömung ausschließen und den Bohrer führen. An anderen Schiffen sind seitlich bis zu zwölf Bohrer verwendet. Auch das Besetzen der Bohrlöcher erfolgt mit Hilfe jener Bohrrohre. Die Zündmasse befindet sich dabei in einer wasserdichten Büchse, die unten spitz zuläuft, damit sie von selbst durch das Bohrrohr in das Bohrloch eindringt. Das Einpressen der Zündmasse erfolgt durch eine Stange aus Holz. Die Zündung wird, nachdem das Schiff sich entfernt hat, elektrisch bewirkt. Die Aufräumungsarbeiten, das Heben der Felstrümmer, bewirkt ein Bagger.

Der Felsbrecher ist hingegen ein Meißel mit Stahlschneide von 10—12 000 kg Gewicht, welcher mit einer Fallhöhe bis zu 9 m arbeitet. Dieser Felsbrecher wird dort angewendet, wo die zu beseitigende Felsschicht nur 0,5 m stark oder noch schwächer ist. Der Meißel rückt stetig vor, wobei er jeweils nahe der Kante des noch nicht zertrümmerten Felsens auf diesen niederschlägt.

In jedem der benannten Bücher oder Abhandlungen sind anschauliche Darstellungen gegeben. In dem Buche von Béla von Gonda bildet die Beschreibung der Felssprengungen nur einen einzelnen Abschnitt.

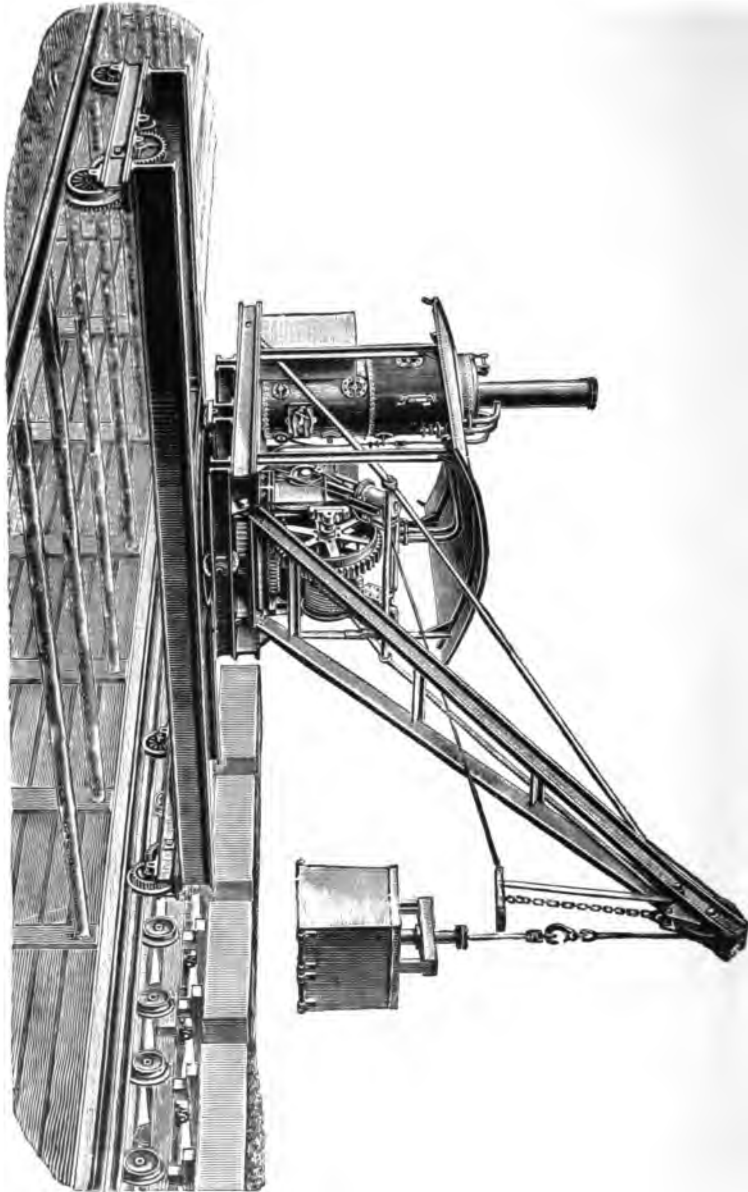


Abb. 228. Drehkran für Bodenaushub.
Menck & Hambrock, Katal. Liste 108, S. 5.

XI. Baukräne, Transportmittel, Bauwinden.

Abb. 228 zeigt einen Drehkran, benutzt zum Bodenaushub aus Baugruben. Als Bagger ist dieser Apparat nicht zu bezeichnen, da

derselbe den Boden nicht selbst ergreift, sondern nur hebt, nachdem der Kübel mit der Hand gefüllt worden ist. Die Entleerung erfolgt durch eine Bodenklappe.



Abb. 229. Handdrehkran.
Menck & Hambrock, Katal. D.

Die Abb. 229, 230 und 231 zeigen Handdrehkräne, wie solche auf Baustellen vielfach Verwendung finden; vgl. im übrigen den Katalog *D* der Firma Menck & Hambrock, welcher Darstellungen verschiedener einfacher und auch größerer Baukräne bietet, und zwar mit Antrieben durch Hand, Dampf oder Elektrizität.

Abb. 230 zeigt einen Drehkran zum Befahren kleiner Gleiskurven. Der Krümmungsradius der Kurven ist von dem hier geringen Abstande der beiden Achsen eines Drehschemels abhängig. Seitliche Stützen mit Schraubenspindeln gestatten eine Feststellung des Kranes, sie bedingen eine Vergrößerung des Widerstandsmomentes gegen Kippen.

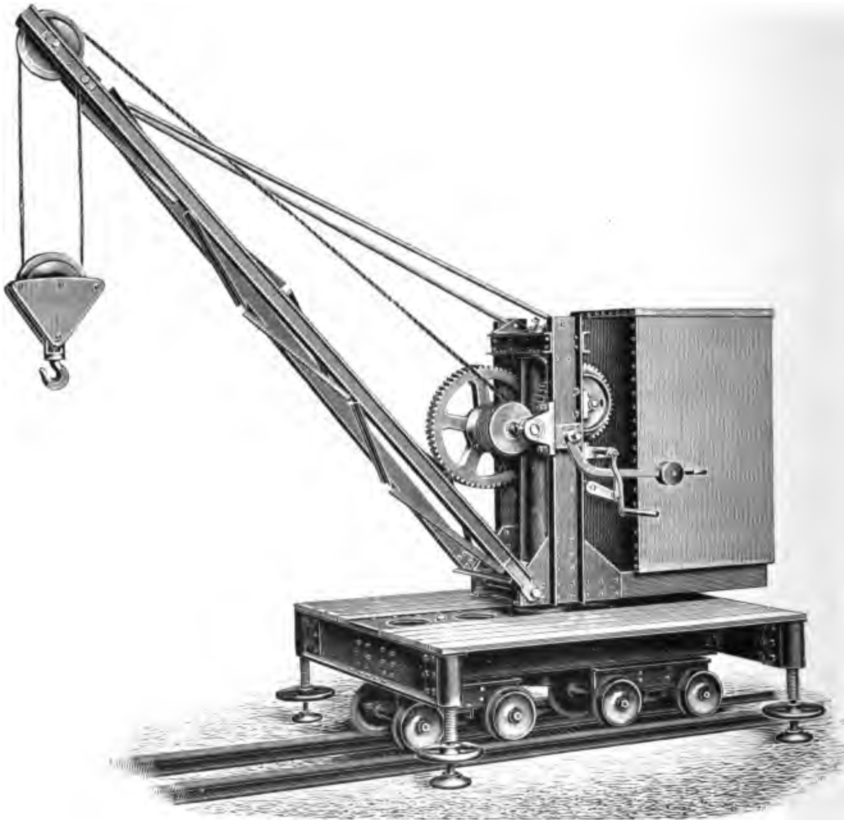


Abb. 230. Kran mit Drehschemeln.
Menck & Hambrock.

Abb. 231 zeigt einen mittels Flaschenzuges verstellbaren Ausleger und maschinellen Antrieb zur Fortbewegung des Kranes. Die Bedienung erfolgt mit der Hand.

Auf Baustellen werden ferner manche Hilfsmaschinen verwendet, wie Materialelevatoren, Abb. 232, Bauwinden, Abb. 233 und 234, und fahrbare Dampfwinden (vgl. Katalog Menck & Hambrock *E*,

Liste 101, Geleise, Transportwagen etc.). Um einen Überblick über die reichhaltigen Hilfsmittel zu gewinnen, welche die Industrie für Ausführung von Bauarbeiten zur Verfügung hält, empfiehlt es sich, zumal Kenntnis der Abbildungen der Kataloge genannter und manch' anderer Firmen zu nehmen. Der Ingenieur muß wissen, was an Hilfsmitteln etwa vorhanden ist und wohin derselbe sich im gegebenen

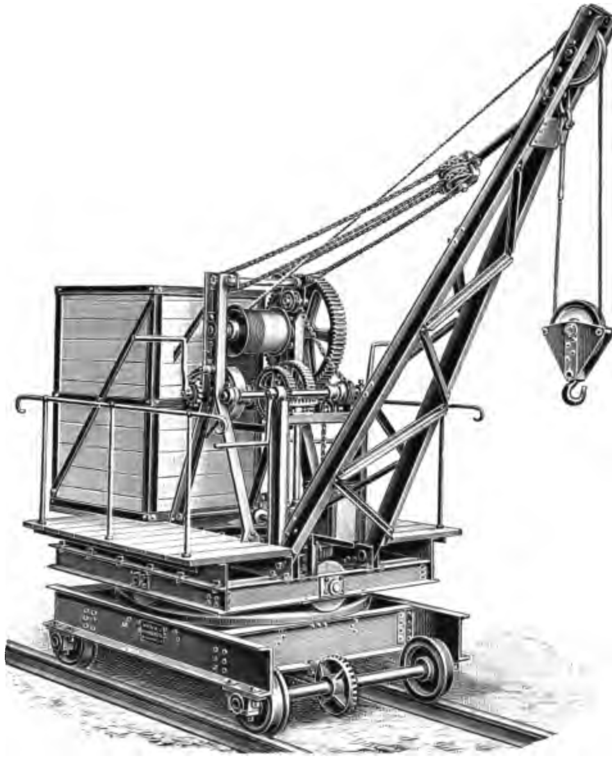


Abb. 231. **Drehkran mit machinellem Antrieb zur Fortbewegung.**
Menck & Hambrock.

Fall wenden kann, um nähere Auskunft zu erlangen. Es ist schon mitgeteilt, daß z. B. die Firma Adolf Bleichert, Leipzig-Gohlis, zumal Hängebahnen und Drahtseile herrichtet. Es sei ferner bemerkt, daß der Katalog der Firma Arthur Koppel, Berlin NW., Dorotheenstraße 32, ein anschauliches Bild kleinerer Bahnbetriebe, z. B. von Feldbahnen, Transportgleisen auf Baustellen und in Fabriken bietet. Baugerät aller Art, Pumpen, Karren, eiserne Lehrbögen, Gerüstklammern, Schaufeln, Hacken, Flaschenzüge, Zahnstangen-Winden etc.



Abb. 232. Elevator für Baumaterial.
Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein, Katalog S. 19.

finden sich im Katalog der Firma Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein, Abt. Baumaschinen und Baugeräte. Vgl. ebenfalls den

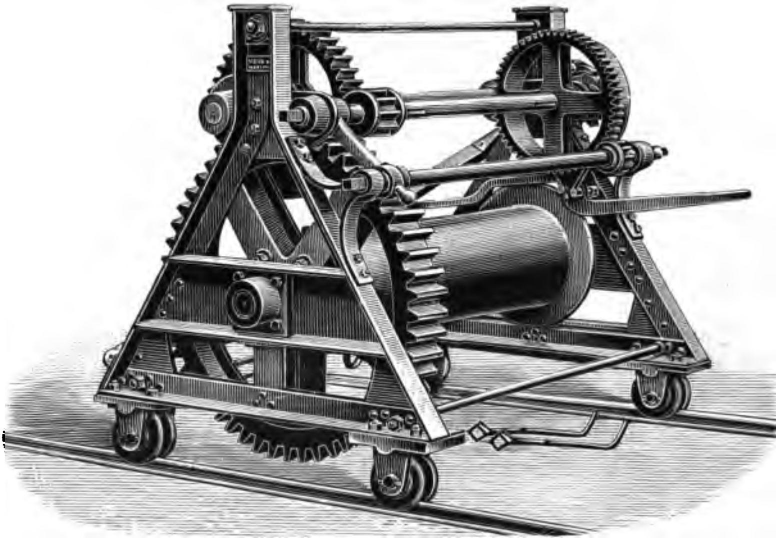


Abb. 233. Bauwinde.
Menck & Hambrock, Katal. E, Liste 111.

Katalog von C. Herm. Findeisen, Chemnitz-Gablenz, über Aufzüge, Kräne, Winden und Flaschenzüge.

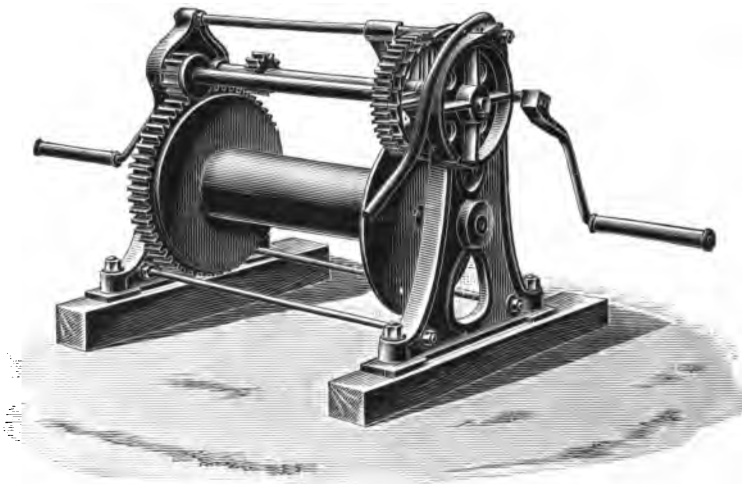


Abb. 234. Bauwinde.
Gauhe, Gockel & Co., Katal. S. 52.

Zweiter Abschnitt.

Die Wasserstraßen Deutschlands.

Literatur:

1. Sympher und Maschke: Karte der deutschen Wasserstraßen (Darstellung der Wassertiefen durch die Breite farbiger Streifen); Verlag des Berliner Lithographischen Instituts, Berlin W., Potsdamerstr. 110. — Die letzte (dritte) Auflage erschien 1903.
2. Die Ströme Memel, Weichsel, Oder, Elbe, Weser und Rhein und die märkischen Wasserstraßen, bearbeitet im königl. pr. Minist. d. öffentl. Arbeiten 1891 nach Wandplänen vom III. internationalen Binnenschiffahrtskongreß 1888; dazu Text „Denkschrift über die oben benannten Ströme“ von 1888.
3. Gesetzentwürfe, geplante Wasserbauten in Preußen betr. Haus der Abgeordneten, Sammlung der Ges.-Entw. Nr. 95 und 96 von 1904.
   Nr. 95. Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder, Havel und Spree betr., mit drei Denkschriften A, B und C.
   Nr. 96. Herstellung und Ausbau von Wasserstraßen betr., mit sechs Denkschriften als Anlagen A bis F.
   A) Herstellung eines Schiffahrtskanals vom Rhein nach Hannover.
   B) Herstellung eines Großschiffahrtsweges Berlin - Stettin.
   C) Verbesserung der Wasserstraße zwischen Oder und Weichsel.
   D) Verbesserung der Schiffahrtsstraße der Warthe von der Netzemündung bis Posen.
   E) Kanalisierung der Oder von der Glatzer Neiße bis Breslau sowie Ausführung von Versuchsbauten für die Strecke von Breslau bis Fürstenberg a. O.
4. Beyerhaus[1]): „Der Rhein“ von Straßburg bis zur holländischen Grenze, in technischer und wirtschaftlicher Beziehung im Auftrage des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten bearbeitet, Koblenz 1902.
5. Die Entwicklung der preußischen Wasserstraßen, Kongreß-Führer Teil II des IX. internationalen Schiffahrtskongresses, Düsseldorf 1902. Vgl. unten die Bemerkung.
6. Viktor Kurs: Tabellarische Nachrichten über die flößbaren und schiffbaren Wasserstraßen des Deutschen Reiches; dazu vier Blätter 1:1000000. Verlag: Siemenroth & Worms, Berlin 1894.
7. Führer auf den deutschen Schiffahrtsstraßen, vom pr. Ministerium, Lithogr. Institut, Berlin, Potsdamerstraße 110.
8. Denkschrift über die Ströme Memel, Weichsel, Oder, Elbe, Weser und Rhein. Pr. Ministerium.

---

1) Die hier angeführte Literatur ist bei Zusammenstellung der nachfolgenden Mitteilungen benutzt. Insbesondere ist mir in sehr geneigter Weise die Wiedergabe von Abbildungen aus dem Werk „Der Rhein“ und aus dem „Kongreß-Führer“, siehe 5, erlaubt und erleichtert worden, wofür ich meinen verbindlichsten Dank ausspreche.

9. Karten: Die Ströme Memel, Weichsel, Oder, Elbe, Weser und Rhein und die märkischen Wasserstraßen. Pr. Ministerium. Druck: Lith. Anst. von Gisevius, Berlin W.
10. Auszug aus der Denkschrift über Bauausführungen 1897—1899. Das Schiff 1900, S. 59—169.
11. Die Kanalisierung der Fulda von Kassel bis Münden, von Volkmann. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. Kanalis. der Mosel oberh. Metz, Z. f. Bauw. 1874.

12. Größere Abhandlungen in Zeitschriften über deutsche Wasserstraßen.

a) Rhein-Main.
Mainkanalisierung von Frankfurt bis zum Rhein; Zeitschr. für Bauw. 1888, S. 19, Bl. 14—17.
Erweiterung derselben; Zentr. d. Bauv. 1893, S. 30, 40.

b) Weser-Fulda.
Fuldakanalisierung von Kassel bis Münden; Zentr. d. Bauv. 1893, S. 172. Desgl. Zeitschr. f. Bauw. 1899, S. 401, Bl. 44—48, 1900, S. 411, 515.
Wiederherstellung eines Wehres an der Fulda; Zentr. d. Bauv. 1903, S. 209.
Kanalisierung der Weser von Hameln bis Bremen; Zentr. d. Bauv. 1899, S. 129.
An Stelle einer Kanalisierung der Weser erfolgt nun aber die Verbesserung des Schiffahrtsweges durch Anlage von Stauweihern durch den Bau von Talsperren im Edertal; Zentr. d. Bauv. 1905, S. 182.
Unterweserkorrektion; Zentr. d. Bauv. 1892, S. 434.

c) Elbe.
Regulierung der Unterelbe von Hamburg bis Nienstedten; Zentr. d. Bauv. 1902, S. 338, 351, 357.
Weber: Die Schiffbarkeit der Elbe in Sachsen. Deutsch-Österr.-Ungar. Verband f. Binnenschiff. Nr. 32, Heft 5.

d) Oder.
Beginn der Kanalisierung der oberen Oder; Zentr. d. Bauv. 1891, S. 336.
Kanalisierung der Oder von Cosel bis zur Neißemündung; Zentr. d. Bauv. 1894, S. 1, 14. 1895, S. 338, 537. Dasselbe; Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 361, 473, Bl. 50—54.

e) Weichsel.
Weichseldurchstich von Siedelfähre zur Ostsee; Zentr. d. Bauv. 1894, S. 476; 1895, S. 133, 365.
Regulierung der Weichselmündung; Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 379, 397, Bl. 47—50.

f) Dortmund-Emskanal.
Zeitschr. f. Bauw. 1901, S. 37, 259, 431 und 573, Bl. 11—15, 28—34, 48—52 und 64—69; 1902, S. 99, 283, 447 und 469, Bl. 20—22, 35—37 und 53—54. Zentr. d. Bauv. 1893, S. 389, 1894; S. 244, 507; 1895, S. 230; 1896, S, 278, 575; 1898, S. 295.

g) Elbe-Travekanal.
Zentr. d. Bauv. 1894, S. 500, 521. Hotopps Schleusenklapptor; Zentr. d. Bauv. 1895, S. 124.

h) Finowkanal.
Der Ausbau der Havel-Oder-Wasserstraße (Finowkanal) zum Großschiffahrtswege; Zentr. d. Bauv. 1901, S. 56. Zeitschr. f. Binnenschiffahrt; Jahrgänge nach 1901.

i) Oder-Spreekanal.
Baubeschreibung; Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 369, 431, Bl. 57—65.
Oder-Spreekanal: Dichtungsarbeiten; Zentr. d. Bauv. 1895, S. 100.
Verbreiterung desselben; Zeitschr. f. Bauw. 1899, S. 603 und Bl. 65.

k) Kaiser-Wilhelm-Kanal.
Vom Bau des Nordostseekanals; Zentr. d. Bauv. 1891, S. 193, 203, 214.
Vollendung und Eröffnung; Zentr. d. Bauv. 1895, S. 265, 305, 311.
Kaiser-Wilhelm-Kanal: Baubeschreibung; Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 217, 381, 495, Bl. 30—34, 55—57, 65—68; 1897, S. 117, 275, 405, 525, Bl. 15, 16, 33—35, 51—54, 69—71; 1898, S. 41, 205, 441, 693, Bl. 11—16, 27—32, 52—54, 66—69; 1899, S. 99, 269, 425, 621, Bl. 17, 18, 32—34, 49—52, 67.
Inhaltsangabe 1899, S. 675.

l) Teltowkanal.
Zeitschr. f. Binnensch. der Jahrg. von 1901 ab und Deutsche Bauzeitung 1901, S. 7; 1903, S. 66, 82, 89, 106, 122 und 135.

A. Allgemeines.

Durch ein nur mäßiges Gefälle begünstigt, bieten die großen Ströme Deutschlands treffliche Wasserstraßen; ihr Lauf ist nach Nord und Nordwest gerichtet. Quer dazu sind in Preußen schon frühzeitig verbindende Kanäle gebaut. Für den Westen sind sehr wertvolle Kanalbauten geplant und der Bau zum Teil schon beschlossen. Die Regulierung der Ströme im Interesse der Schiffahrt reicht etwa nur ein halbes Jahrhundert zurück. Der späteren Zeit blieb es vorbehalten, diese wirtschaftlich so wichtige Aufgabe zu lösen. Insbesondere bietet der Rhein einen vorzüglichen Schiffahrtsweg, da seine Wasserführung im Sommer durch die Schneeschmelze im Hochgebirge vermehrt ist. Das Fahrwasser des Rheins ist so gut wie das eines Kanals, sagte mir einst ein Schiffseigentümer. Anders war es in früheren Zeiten, wo an jeder Landesgrenze der Schiffer seinen Tribut, den Zoll, zu zahlen hatte, für den Ausbau der Wasserstraße aber nichts geschah.

Mit Verbesserung des Fahrwassers der Ströme hat auch die Tauchtiefe der Schiffe zugenommen. Es zwingt den Schiffer die Konkurrenz mit der Eisenbahn zu größeren Schiffsabmessungen überzugehen.

Um den so erhöhten Anforderungen gerecht zu werden, sind diejenigen Flußstrecken, in denen sich durch Regulierung und Einschränkung der Breite nicht die erforderliche Wassertiefe herstellen läßt, durch Wehrbauten aufgestaut. Ihr Lauf ist in eine Treppe verwandelt. Die einzelnen Strecken heißen Haltungen. Diese bilden gleichsam Teiche; sie sind miteinander durch Schiffsschleusen ver-

1. Karte der Wasserstraßen Deutschlands.

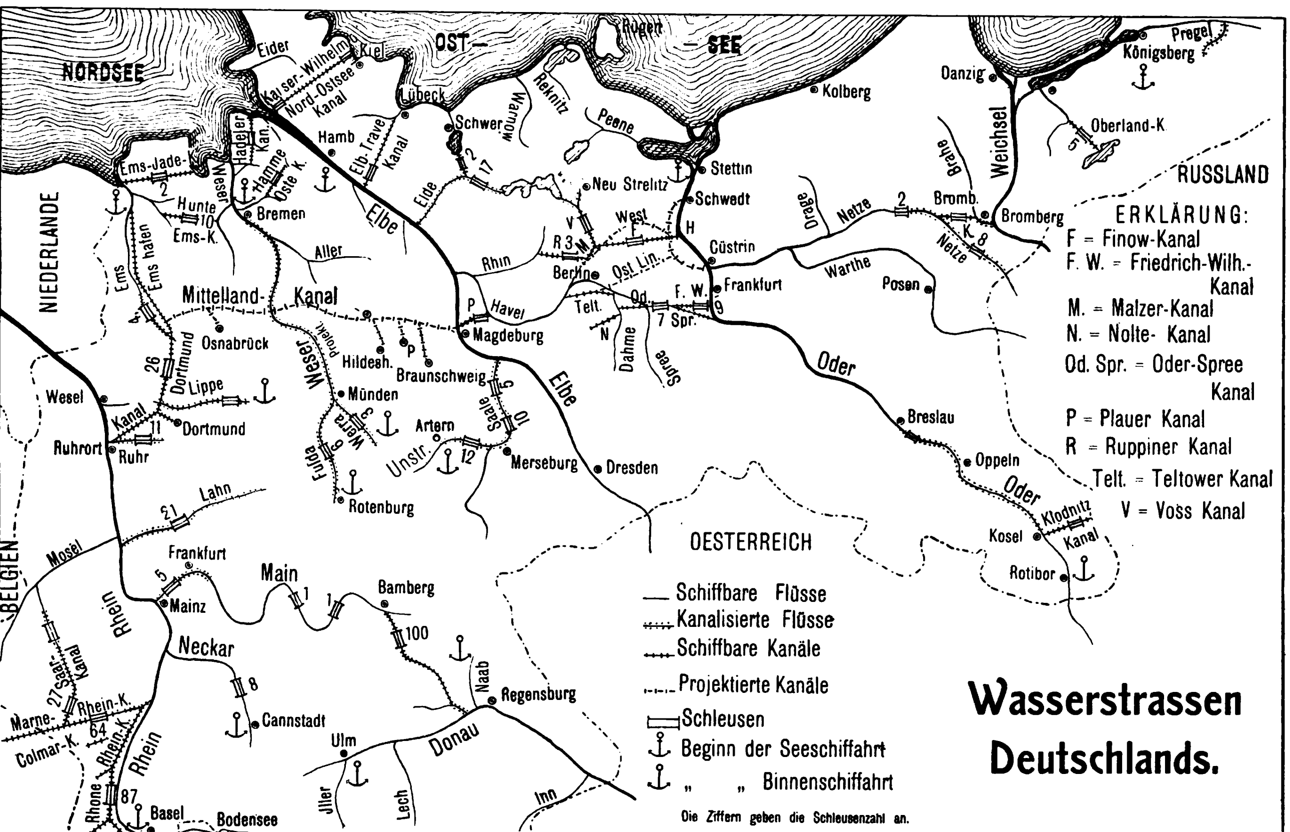


Abb. 235.

bunden, in welchen das Schiff durch Ein- und Auslassen von Wasser auf die andere Höhe befördert wird. Derartige Strecken bezeichnet man als kanalisierte Flußläufe.

Damit die Wehre aber zur Zeit des Hochwassers keinen Stau erzeugen, sind diese beweglich erbaut. Ihre Stützvorrichtungen, Böcke, werden bei höheren Wasserständen niedergelegt, desgleichen bei Eintritt des Frostes. Denn bei höheren Ständen kann die Schiffahrt auf diesen Flüssen auch ohne künstlichen Stau betrieben werden, während dieselbe bei Frost an sich schon ruht, anderseits darf das Wehr den Hochwasserabfluß nicht hemmen, es muß dann offen sein.

Frühzeitig erfolgte die Kanalisierung der Saar und eines Teiles der Ems, dann folgte der untere Main in den achtziger Jahren, die Fulda bis Kassel und Teile der Spree im Zuge des Oder-Spree-Kanals in den neunziger Jahren, sowie die obere Oder. Die Kanalisierung der Weser flußaufwärts ist aufgegeben, aber diejenige anderer kleinen Flüsse wird folgen. Der wirtschaftliche Vorteil einer Verbesserung unserer Wasserstraßen tritt zu deutlich hervor, als daß die Entschließung zu deren Ausbau ausbleiben sollte.

2. Zusammenstellung von Angaben über die kleinsten Tiefen der Schiffahrtsrinne bei gewöhnlichem Niedrigwasser der Flüsse und Zeitangaben über Herstellung der Kanäle.

Tiefe bei N.W. in Metern		Tiefe bei N.W. in Metern	
I. Flüsse.		Oder:	
Rhein:		obere Oder, kanalisierte Strecke	2,00
bei Bingen	2,00	regulierte Strecke bei Schwedt	1,50
bei St. Goar	2,50	Weichsel:	
bei Köln	3,00	obere Strecke	1,67
Weser:		untere „	1,93
oberhalb Hameln } in Zukunft mehr	1,00	Memel	1,40
„ Bremen } in Zukunft mehr	1,25	Pregel	1,50
unterhalb „ b. M.H.W.	6,50	**2. Kanäle.**	
Fulda:		Plauer Kanal	2,00
kanalisierte Strecke Kassel bis Münden	1,50	Oder-Spree-Kanal	2,50
Elbe:		Dortmund-Ems-Kanal	2,50
an der sächsischen Grenze	1,03	Finow-Kanal (Neubau)	2,50
bei Magdeburg	1,41	Elb-Trave-Kanal	3,00
oberhalb Hamburg	1,70	Nord-Ostsee-Kanal	9,60
unterhalb „ bei M.H.W. auf 200 m Sohlbreite	10,00		

Jahreszahlen der Herstellung		Jahreszahlen der Herstellung	
Westliche Kanäle:		Östliche Kanäle:	
Rhône-Rhein-Kanal . .	1784—1837	Emster-Kanal	1867
Kolmarer Kanal . . .	1860—1864	Nolte-Kanal	1858
Marne-Rhein-Kanal . .	1838—1853	Oder-Spree-Kanal . .	1887—1890
Saar-Kanal	1862—1866	Friedrich-Wilhelm-Kanal	1662—1668
Mosel-Kanal	1867—1876	Finow-Kanal	1744—1746
Ludwigs-Kanal . . .	1836—1845	Voß-Kanal	1820—1825
Kanal Dortmund-Emshäfen	1892—1899	Malzer-Kanal	1827—1828
		Ruppiner-Kanal . . .	1787—1788
Ems-Jade-Kanal . . .	1880—1887	Teltower-Kanal . . .	im Bau begriffen.
Hunte-Ems-Kanal . .	1855—1894		
Hadeler-Kanal	1860	Klodnitz-Kanal . . .	1790—1801
Nord-Ostsee-Kanal . .	1886—1895	Bromberger-Kanal . .	1773—1774
Elbe-Trave-Kanal . .	1894—1900	Oberland-Kanal . . .	1844—1860
Stör-Kanal	1835		
Plauer-Kanal	1743—1745		
„ „	1890—1891		

B. Die preußischen Wasserstraßen.

Zur Belebung der Anschauung seien hier einige Beispiele von Fluß- und Kanalbauten gegeben, welche dem Werke „Der Rhein“



Abb. 236. Der Rhein bei Laufen.
Eigene Aufnahme.

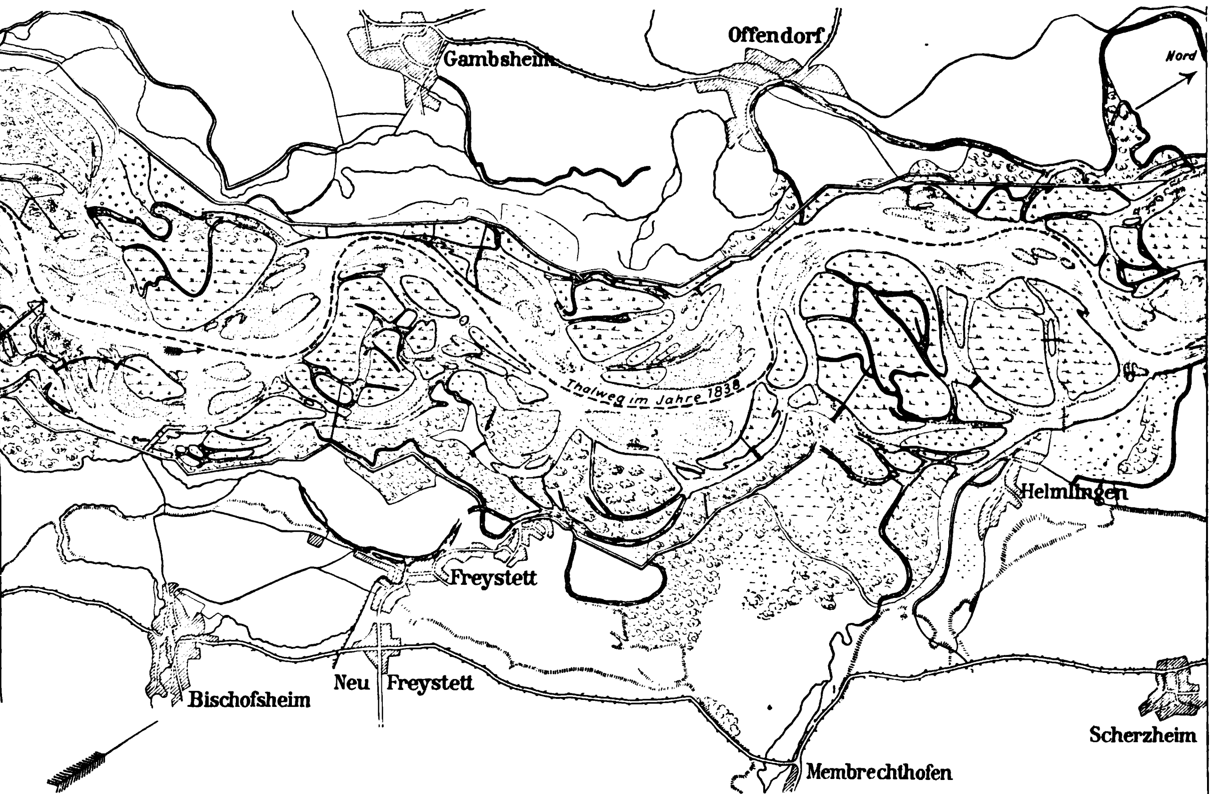


Abb. 237. Der Rhein unterhalb Straßburg vor der Korrektion 1838.

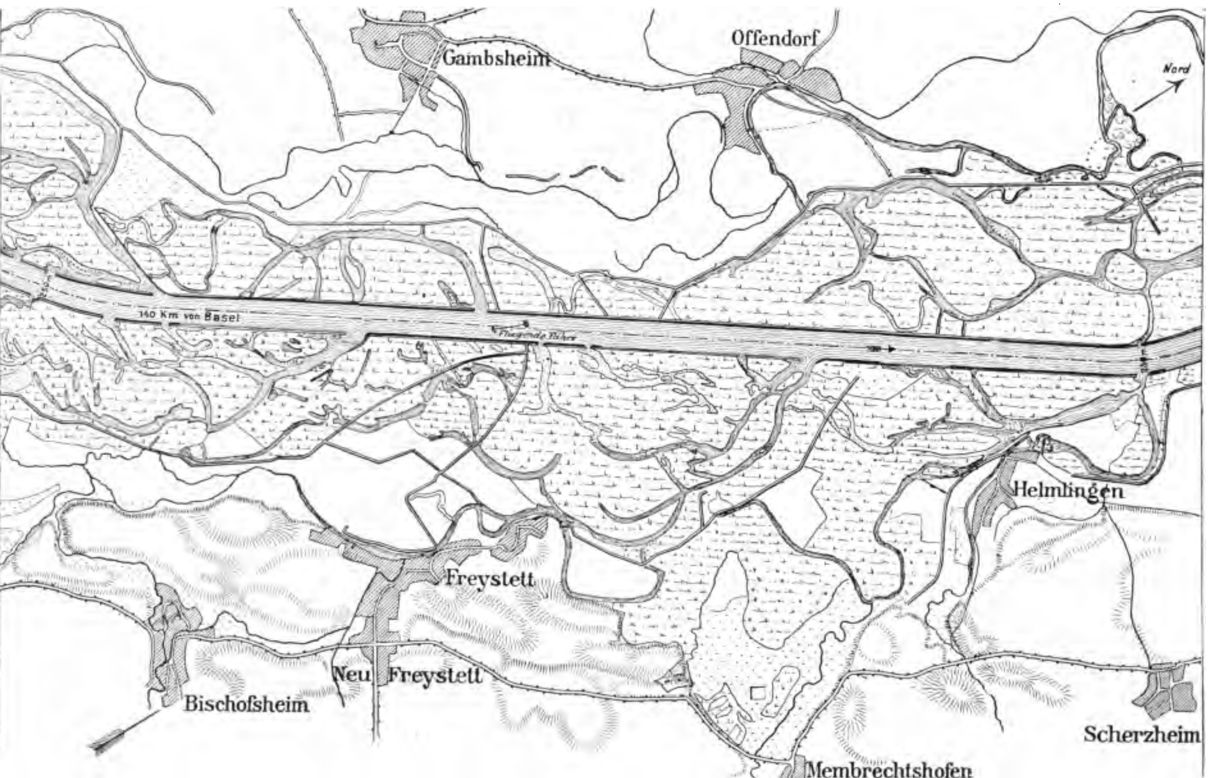


Abb. 238. Derselbe nach der Korrektion im Jahre 1872.

und dem Kongreßführer, Teil II, entlehnt sind, siehe den Literaturbericht, S. 242.

1. Der Rhein.

Auf seinem Lauf zwischen der Schweiz und Baden hat der Rheinstrom noch den Charakter des Gebirgsflusses.

Abb. 236 zeigt die Stromschnellen und Katarakte bei Laufen. Hier ist das dritte große Kraftwerk dieser Strecke geplant; es soll demnächst die lebendige Kraft des Stromes nutzbar gemacht, in Elektrizität umgesetzt, und diese zum Betriebe zahlreicher industrieller Werke weit landeinwärts geleitet werden. Ähnlich wie bei Neuhausen am Rheinfall und bei Rheinfelden. Bei Laufen bewegt sich der Fluß in einem schmalen, sehr tiefen felsigen Bett. Links der Kran dient als Lachsfang. In tiefen Felsspalten ruht der Lachs von seinem Kampf gegen die Strömung aus; er läßt sich daher hier leicht fangen. Es sei bemerkt, daß die Aufnahme von mir vom Eisenbahnwagen aus gemacht ist. Der Zug hielt nur eine Minute.

Abb. 237 zeigt den Rhein vor der Korrektion in seinem Lauf durch die oberrheinische Ebene im Jahre 1838. Dagegen bietet Abb. 238 dieselbe Strecke nach der Korrektion aus dem Jahre 1872. Das Gefälle des Rheins beträgt bei Basel etwa 1:1000, von Straßburg bis Philippsburg oberhalb Speyer geht es hinab von 1:1700 auf 1:12500. Im Rheingau von Mainz bis Bingen beträgt es 1:8000. Auf der Gebirgsstrecke von Bingen bis Bacharach ist es 1:2000, bei St. Goar 1:4000, bei Köln 1:5000, bei Emmerich fast nur 1:10000.

Die Breite (Normalbreite) des Mittellaufes beträgt bei Basel 200 m, oberhalb des Neckar 240, unweit Köln etwa 300 und unweit Emmerich 340 m.

Die Fahrrinne hat bei gemitteltem Niedrigwasser, und zwar bei einem Wasserstande von 1,50 m am Kölner Pegel folgende Abmessungen:

2,0 m	Tiefe	bei	120 m	Breite	von	Bingen bis St. Goar.
2,5 „	„	„	150 „	„	„	St. Goar bis Köln.
3,0 „	„	„	150 „	„	„	Köln bis Holland.

Die kleinste Wassermenge beträgt bei Straßburg etwa 380 cbm und 790 cbm an der holländischen Grenze.

Bei dem oben bezeichneten gemittelten Niedrigwasser, welches durchschnittlich im Jahr etwa einen Monat unterschritten wird, ist die Wassermenge um etwa 50% größer.

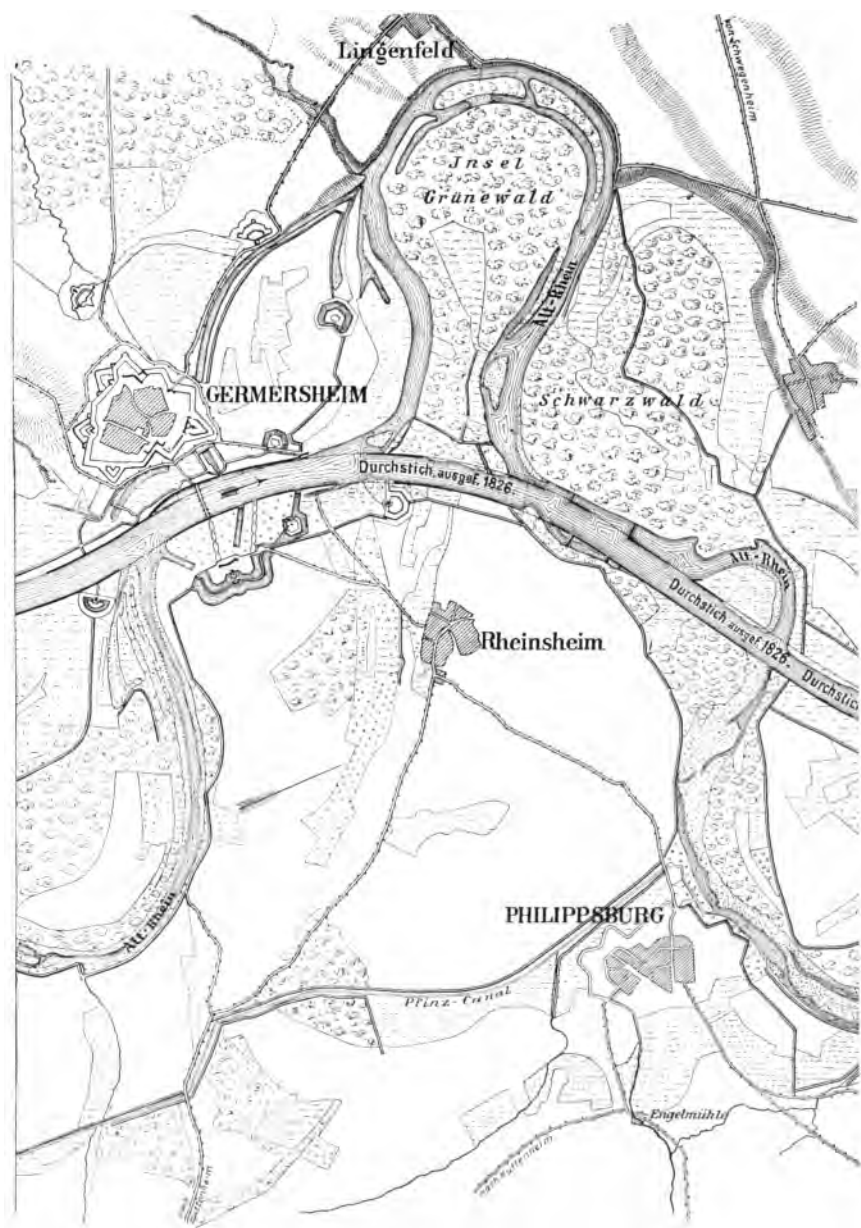


Abb. 239. Der Rhein oberhalb Speyer im Jahre 1856.

Das Mittelwasser führt unterhalb Coblenz 1880 cbm, das Hochwasser etwa 10000 cbm die Sekunde.

Von Straßburg abwärts bewegt sich der Rhein innerhalb des korrigierten Mittellaufes mit vielfach veränderlichem Stromstrich; er bildet Sandbänke im Wechsel mit Kolken, welche bis zu 16 m Tiefe erreichen können. Die Fahrrinne zeigt dort bei gemitteltem Niedrigwasser an manchen Stellen nur eine Tiefe von 0,6—0,9 m, so daß dort Schiffahrt nur bei günstigen Wasserständen betrieben werden kann. Zur Zeit werden Entwürfe zur Herstellung einer Schiffahrtsrinne für diese Strecke ausgearbeitet. Man hofft eine Wassertiefe von 2 m bei etwa 140 m Sohlenbreite der Schiffahrtsrinne mit einem Kostenaufwand von etwa $13^1/_2$ Millionen Mark für die Strecke Straßburg-Mannheim zu erzielen. Den Linienzug, in welchem sich die stärkste Strömung ausbildet und die größten Tiefen sich finden, nennt man den Stromstrich oder den Talweg (Abb. 237).

Abb. 239 zeigt in wie wechselvollen Schlangenlinien der Rhein sich früher bewegt hat. Die alten Betten sind hier, 30 Jahre nach Herstellung der Durchstiche, nur teilweise verlandet; sie werden als Altwasser bezeichnet.

Von Speyer abwärts ist der Rhein schon jetzt hinreichend schiffbar; sein Gefälle beträgt dort ja nur 1:12500, so daß infolge verminderter Geschwindigkeit sich auch bei kleiner Wasserführung eine hinreichende Tiefe ergibt, obwohl hier Breiten des Mittellaufs von 500 und 700 m vorkommen. In Mannheim, an der Mündung des Neckar, herrscht ein sehr reger Schiffsverkehr. Ausgedehnte Hafenanlagen finden sich dort.

Dann folgt die Strecke von Mainz bis Bingen, bekannt durch zahlreiche Stromspaltungen, welche die Anlage von Schöpfwerken, Trennungswerken und Leitwerken bedingen. Die Normalbreite beträgt hier am Mittellauf 450 m sowohl für den geschlossenen Strom wie für die Summe der einzelnen durch Inseln getrennten Arme. Bei höherem Wasserstande weitet sich der Fluß auf 800—1000 m Breite.

Das bis vor Bingen geringe Gefälle ist durch die feste Lage der Rheinsohle auf der nun folgenden Gebirgsstrecke bedingt. Von Bingen bis Bacharach ist das Gefälle sechsfach stärker als bei Speyer. Die Breite des Mittellaufes geht auf 230 m hinab; sie nimmt nach Verlassen des Gebirges auf 300 m und kurz vor der holländischen Grenze auf 340 m zu. Zwischen Bingen und St. Goar bildet fester Fels die Sohle, der mit seinen zahlreichen bis nahe an den Wasserspiegel emporragenden Zacken die Schiffahrt sehr gefährdete.

Auf der Felsstrecke am Binger Loch ist durch Sprengungen in den Jahren 1893 und 1894 eine Schiffahrtsrinne von 30 m Breite

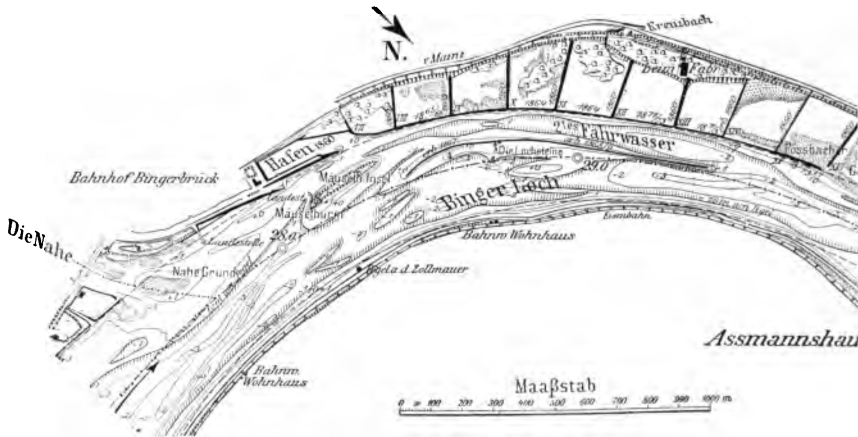


Abb. 240. Der Rhein unterhalb Bingen.

ausgehoben, welche bei gemitteltem Niedrigwasser 2 m Wassertiefe bietet. Jener schmale Schiffahrtsweg findet sich nur auf kurzer Strecke. Eine größere Breite durfte nicht gewählt werden, da sonst oberhalb eine nachteilige Senkung des Wasserspiegels eingetreten wäre. Zudem befindet sich dem Binger Loch gegenüber hinter der Mäuseturminsel ein zweites Fahrwasser, dessen Tiefe allerdings um 50 cm geringer ist; vgl. Abb. 240.

Unter Benutzung eines Taucherschachtes, Abb. 241, ist der Fels mit Luftdruckbohrmaschinen angebohrt und durch Dynamit (92 % Nitroglycerin und 8 % Nitrozellulose) gesprengt. Die Bohrlöcher reichten 1 m unter Normalsohle, sie befinden sich in 1,25 m Abstand voneinander und erhalten 6 cm Durchmesser. Vor dem Schuß entfernt sich das Taucherschiff bis auf 45 m Entfernung.

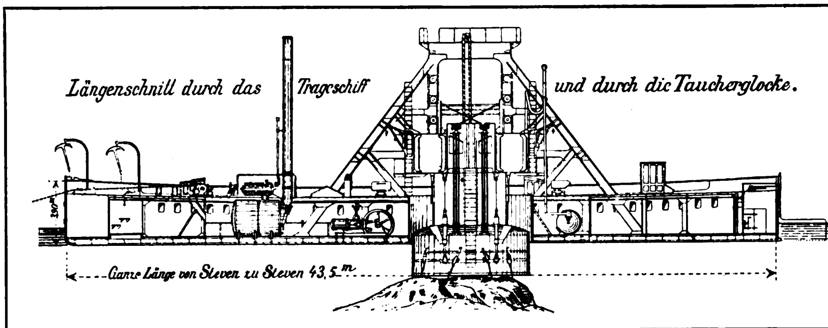


Abb. 241. Taucherschacht, verwendet 1892.

Greifbagger, Abb. 242, und auch besonders kräftig gebaute Eimerbagger dienten zur Entfernung des Sprengschuttes. Ferner wurden 1894 Felsenbrecher benutzt. Mitte Schiff befindet sich ein offener Schacht. Darüber schwebt, hängend an einem Gerüst mit Winde, ein Meißel aus Flußeisen mit Stahlschneide von 10 t Gewicht. Dieser fällt etwa 4 m, das

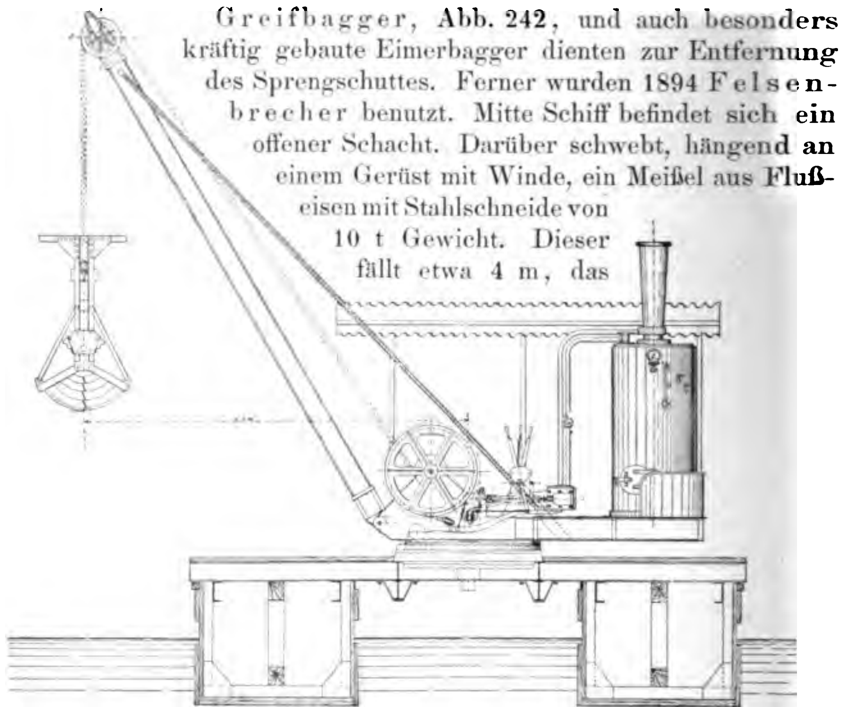


Abb. 242. Greifbagger, verwendet 1885.

Gestein zertrümmernd. Er ist dort mit großem Vorteil verwendet, wo wegen vieler Risse und Spalten im Gestein die Sprengschüsse nicht die nötige Wirkung hatten; z. B. bei Schiefer. Diese Felssprengungen auf der Strecke Bingen-St. Goar kosteten über $5^1/_2$ Millionen Mark. Vgl. auch die Literatur über Felssprengungen im Grundbau, S. 234.

Stromspaltungen, vgl. Abb. 243, sind vielfach so ausgebaut, daß sich auf beiden Seiten ein ausreichendes Fahrwasser befindet.

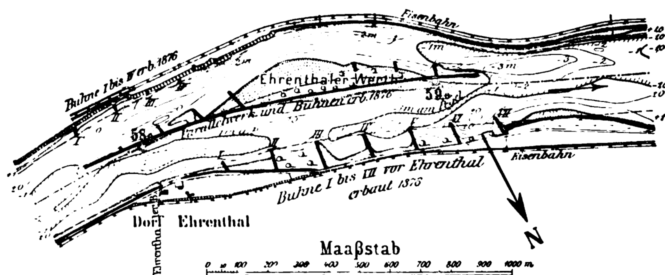


Abb. 243.



Abb. 244. Der Loreleyhafen bei Eisgang, Winter 1899—1900.

Durch vertretende Leitwerke, Spaltdämme, hier auch Schöpfwerke genannt, wird die Wassermenge so geteilt, daß jedem Arm die für ihn erforderliche Wassermenge zugewiesen wird. Um nachteilige Querströmungen zu vermeiden, die sich bei Gegensätzen in der Spiegelhöhe benachbarter Arme, zumal bei niedrigen Wasserständen, einstellen wollen, sind durchlaufende Trennungswerke erbaut.

Durch Buhnen und Leitwerke ist die Breite des Mittellaufes auf das erforderliche, hier S. 250 bezeichnete Maß eingeschränkt. Leitwerke kommen dort in Frage, wo die erstrebte Uferlinie durch

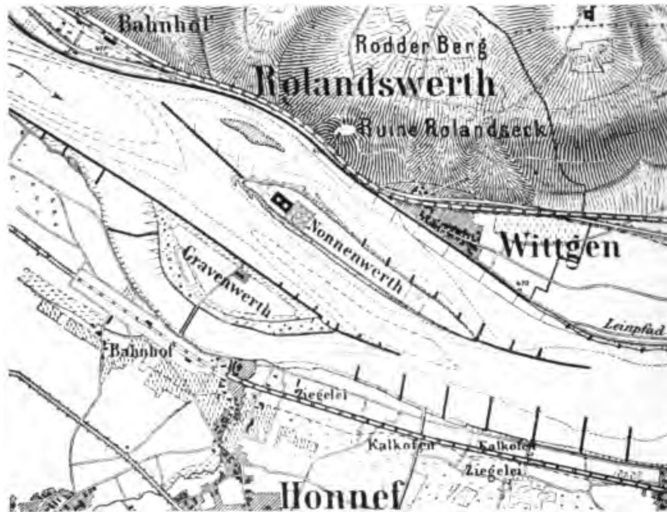


Abb. 245. Trennungs- oder Leitwerke und Buhnen oberhalb des Drachenfels.

weniger tiefes Wasser verläuft. Abb. 250 und 251, S. 258 und 259, zeigen den Blick auf ein Leitwerk.

Der Loreleyhafen, Abb. 244, ist durch die Herstellung eines Leitwerkes gebildet. Dieser Bau dient hier zwei verschiedenen Zwecken. Eine Strecke lang, vor und am Kopf des Loreleyfelsens, ist das Flußprofil schmal. Da finden sich Kolke von 18 und 15 m unter Pegel-Null. Im Jahre 1878 betrug die Flußbreite an der Loreley bei mäßiger Wasserführung nur etwa 100 m, dahinter weitete sie sich auf fast 500 m. Deshalb ist das Fahrwasser an engen Stellen durch Sprengungen verbreitert und dahinter durch beiderseitige Leitdämme eingeengt. Der Raum hinter dem rechtsseitigen Leitwerk ist als Zufluchtshafen (Sicherheits- und Winterhafen) ausgebaut. Er ist 1892 fertig gestellt, 650 m lang und bietet Liegeraum für etwa 90 Schiffe.

Abb. 246 zeigt den Querschnitt eines Schöpfwerkes, hergestellt aus Senkfaschinen mit Kieskern, Packwerkdecklage und einem Oberbau aus Kies mit Pflasterung. Die Abmessungen sind Abb. 246 und bei den zwei folgenden Abbildungen in „Fuß“ angegeben.

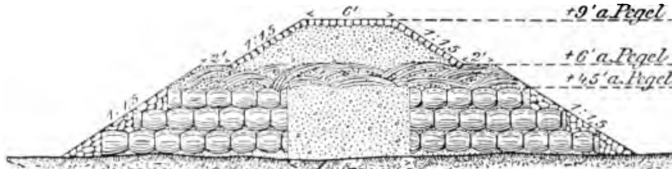


Abb. 246. Schöpf- oder Richtwerk am oberen Ende des Nonnenwerth, erbaut 1870.

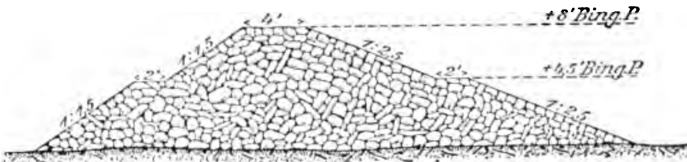


Abb. 247. Querschnitt einer Buhne bei Bingerbrück vom Jahre 1860.

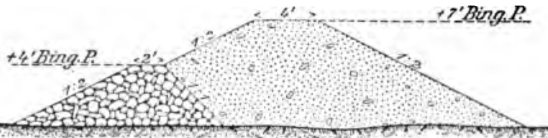


Abb. 248. Querschnitt eines Parallelwerks vor Bingerbrück vom Jahre 1864 (später erhöht und abgepflastert).

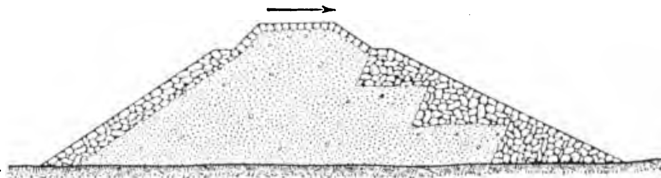


Abb. 249. Querschnitt einer Buhne nach dem Jahre 1885.

Während bis gegen das Jahr 1880 vielfach der Bau mit Senkfaschinen, Abb. 246 auf der Gebirgsstrecke und weiter abwärts verwendet worden ist, ging man später zu dem dauerhafteren Ausbau in Stein mit Kieskern und Abpflasterung über. Um an Steinen zu sparen, sind flußabwärts zunächst in einzelnen Stufen Steinschüttungen in Trapezform hergestellt; vgl. Abb. 248 und 249. Vor diesem

Schutzmittel konnte nun je eine Lage Kies angeschüttet werden, welche für das folgende höhere Steintrapez zugleich als Grundlage diente. Stromaufwärts genügt als Schutz schwächere Steinschüttung.

Es ist zu beachten, daß unter Wasser nicht gepflastert werden kann. Die Steinschüttung reicht daher bis zur Höhe desjenigen niedrigen Wasserstandes hinauf, bei welchem der Bau ausgeführt wird. Die Krone ist bei dem Überströmen und bei Eisgang einem weit heftigeren Angriff ausgesetzt als die Böschung in tieferer Lage,



Abb. 250. Blick auf ein Leit- oder Parallelwerk von der Hochfelder Brücke, oberhalb Duisburg. Eigene Aufnahme.

daher ist oben zum Schutz der Krone das durch gegenseitige Verspannung der Steine festere Pflaster angebracht. Der Steinbau ist haltbarer als der Faschinenbau, sehr dauerhaft und daher hier, wo Steine billig sind, vorzuziehen.

Die auf Abb. 250 zwischen dem Parallelwerk und dem Gelände vorhandenen Querbauten sind zum Teil unnötig geworden. Einige derselben werden zwecks Benutzung der Steine wieder abgetragen. Zu lange Strecken dürfen aber nicht ohne Querbauten belassen werden, weil die Ueberströmung des Leitwerkes am oberen Ende des durch das Parallelwerk abgeschlossenen Raumes zu groß wird. Zwischen dem Parallelwerk und dem alten Ufer sinkt am oberen

Ende der Wasserspiegel, da Strömung und Gefälle in jenem abgeschnittenen Raum vermindert sind oder ganz fehlen.

Abb. 251 zeigt dasselbe Leitwerk, und zwar bei sehr niedrigem Wasserstande, links von der Sonne beleuchtet. Die Strömung im Fluß ist deutlich an der Faserstruktur des Wassers zu erkennen, während auf der eingeschlossenen ruhigen Fläche sich kleine Wellen zeigen, die im Strom so nicht auftreten können.

Abb. 252 zeigt den Querschnitt des Parallelwerkes (Abb. 251).



Abb. 251. Das Parallelwerk Abb. 250 in der Nähe betrachtet.
Eigene Aufnahme.

Abb. 255 bietet ein Beispiel für Kolkbildungen in einer Stromkrümmung. Es sind hier zwei Strecken des stärksten Stromangriffes zu unterscheiden. Bei Hochwasser werden die Wiesen oberhalb Urdenbach in breiter Fläche bis an den Ort hinan überschwemmt. Das höher gelegene Gelände mit stromabwärts anschließendem Deich bietet eine vorspringende Ecke. Hier wird nun die weiter oberhalb auf dem Vorland

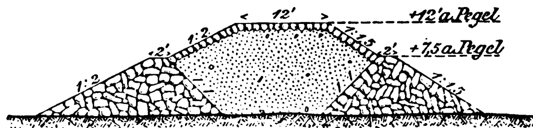


Abb. 252. Querschnitt eines Parallelwerkes aus dem Jahre 1868.



Abb. 253. Rheinbrücke bei Bonn. Spannweite der Mittelöffnung 187,2 m, erbaut 1896/98.



Abb. 254. Rheinbrücke bei Düsseldorf. Spannweite einer Öffnung 181,25 m, erbaut 1896/98.

sich bewegende Wassermenge in den Fluß hineingedrängt. An dieser Stelle treten die in Band II, erster Abschnitt, II D 6 (Kolkbildung) beschriebenen Vorgänge auf, welche Kolkbildungen begünstigen. Auch Abb. 256 zeigt einen Kolk, bedingt durch eine vorspringende Ecke, den Grafenkopf. Der übrige Teil des sich flußabwärts hinziehenden Kolkes, Abb. 255, ist durch die Krümmung

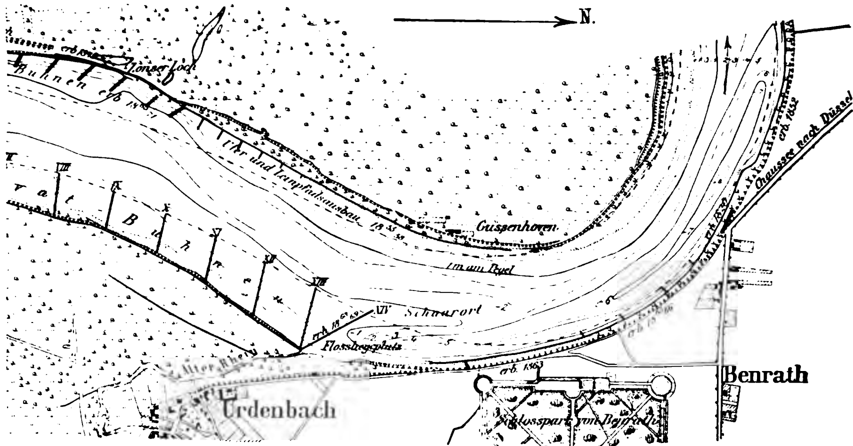


Abb. 255. Der Rhein oberhalb Düsseldorf im Jahre 1874, mit Tiefenlinien von 1860.

hervorgerufen. Die im oben angeführten Abschnitt über Kolkbildungen (Band II, Abb. 70) erwähnte Verschiebung der Kolkmitte nach abwärts von der Mittellinie der Krümmung ist hier deutlich zu erkennen. Das Querprofil, welches durch die Krümmungsmitte geht, verläuft durch das „*B*“ von Benrath, während sich die größte Kolktiefe von 8 m unter Pegel-Null erst 400 m weiter unterhalb ausbildet.

Auch die Ablagerungen flußabwärts von dem vorspringenden jenseitigen Ufer sind hier deutlich zu erkennen.

Die in Abb. 255 dargestellten langen Buhnen VIII bis XIV dienen vorwiegend als Einschränkungswerke, da dort die Flußbreite zu groß ist. Die kurzen inklinanten Buhnen am hohlen Ufer, welche dem Uferdeckwerk vorgelagert sind, dienen dem Uferwerk als Schutz; sie kehren bei einem Überströmen die Stromrichtung vom Ufer ab und der Flußmitte zu; vgl. S. 40 des Werkes: „Der Rhein“ [1]) Auch

1) Beyerhaus: „Der Rhein von Straßburg bis zur holländischen Grenze“; vgl. 4, S. 242. Mit gütiger Erlaubnis der Rheinstrombauverwaltung sind die hier gegebenen Abb. 237—249 und 252—258 jenem Werke entnommen.

alten Schutzbuhnen von 1779 und 1798, welche sich nicht bewährten, sind da abgebildet.

An die Stelle steiler Packwerksbauten, welche wie steil abfallende Buhnenköpfe wirken und Kolkrinnen erzeugen (vgl. S. 39 des Werkes: „Der Rhein"), traten unter Strombaudirektor Nobiling flachere Ufer, unten durch Schüttung aus Senkfaschinen und Stein, oben durch Pflasterung in Neigung 1:2 geschützt, denen Kopfschwellen vorgelagert sind. Diese kurzen Bauwerke fallen in der Neigung 1:4 bis 1:8 mit ihrem vorderen Ende bis zur Sohle ab; sie entsprechen in ihrer Wirkung den Buhnen an der Rhone oberhalb Genf (siehe Abb. 38 in Band II, 1. Abschnitt) und ersetzen eine sehr flache Uferböschung, welche gleichsam durch die Verbindungsfläche der zum Fluß abfallenden Kopfschwellen gegeben ist. Sie wirken auch wie treffliche Deckwerke mit sehr flacher Böschung, die sich zu teuer stellen würden. Es gilt in den Kolken also auch die Sohle entweder durch Deckwerk zu befestigen oder dort durch vorspringende Einbauten die zu kräftige Strömung von der Sohle fernzuhalten (vgl. auch die Stromschwellen vor Weserbuhnen und vor den Leitdämmen, Abb. 86 in Band II, 1. Abschnitt, II).



Abb. 256. Kolk am Grafenkopf.

Ein weiteres Beispiel der Ausbildung eines tiefen Kolkes vor einem Ufervorsprung zeigt Abb. 256. Die bei einer geraden Strecke hinter einem Vorsprung flußabwärts zu erwartende Auflandung (vgl. in Band II, 1. Abschnitt, II, die Abb. 68) fehlt hinter dem Grafenkopf, da die ganze Strecke in einer Kurve liegt und daselbst das Zurücktreten des Ufers unterhalb des Kopfes nur ganz unbedeutend ist.

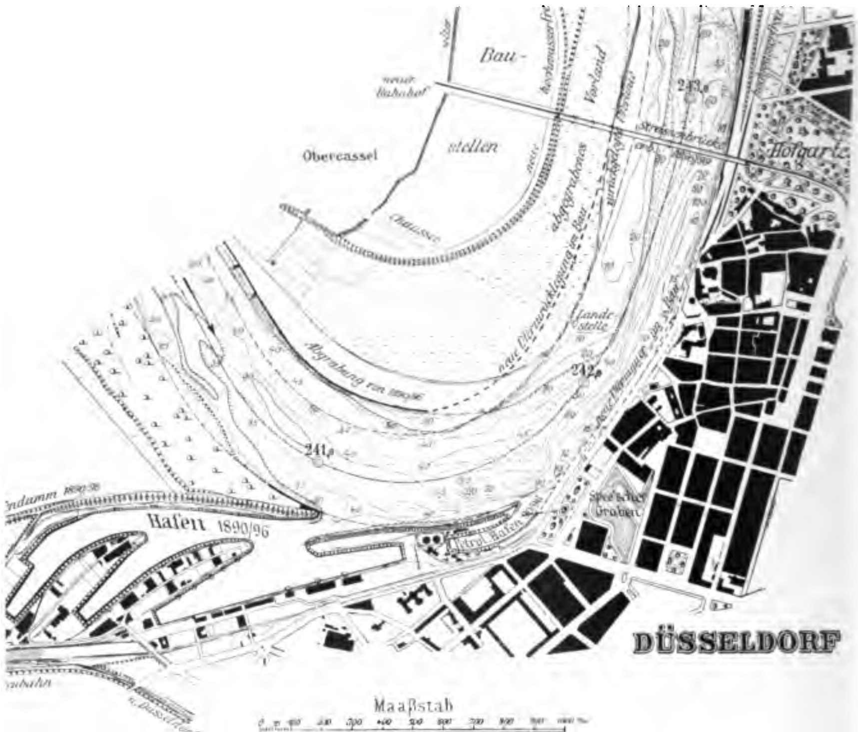


Abb. 257.

Düsseldorf führte in den Jahren 1879—1902 einen interessanten Uferbau aus; vgl. Abb. 257 und 258. Alte Stadtteile mit ihren Häfen und kleinen Gärten stießen dort bis an den Rhein. Hier ist nun eine breite Uferstraße hergestellt; sie zieht sich vom Hafen bis zur Strombrücke und bietet Raum für Straßen und Fußgängerverkehr. Daran schließt sich ein Lösch- und Ladeufer für den Schiffsverkehr, mit Eisenbahngleisen ausgestattet. Die nötige Fläche ist dem Rhein durch Schüttungen abgewonnen, welche in Abb. 258 durch Schraffur angedeutet sind. Es galt Kolktiefen bis

zu 15 m unter Pegel-Null zu überwinden. Die Deckung besteht aus grobem Stein, dahinter ist kleineres Material, in der Hauptmasse Kies verwendet. Die Schüttungen erfolgten in Lagen, wie Abb. 249, S. 257, zeigt, indem das nächst höhere Steintrapez der Deckung sich auf die untere Kiesschicht aufsetzt. Die Schüttungen erfolgten von Schiffen aus, deren Lage genau festgelegt wurde. An das obere Ende dieser schönen Uferstraße schließt sich der Hafen, für welchen jetzt Erweiterungen geplant sind.

Abb. 259 zeigt den Rhein bei Walsum, oberhalb Wesel. Auch hier bestehen die Buhnen aus einer Kiesschüttung, welche sich gegen eine im Querschnitt flußabwärts angebrachte Stein-

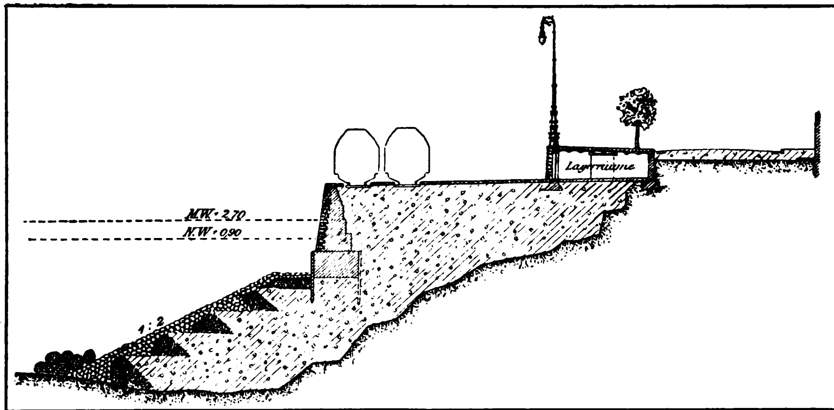


Abb. 258. Neues Ufer bei Düsseldorf.

schüttung lehnt. Flußabwärts reicht bis zu niedrigem Wasserstande eine schwächere Steinschüttung. Krone, Seitenböschungen und Berme sind abgepflastert. Die Schüttung unter Bermenhöhe ist wegen des bei der Aufnahme ausnahmsweise niedrigen Wasserstandes hier so weit außer Wasser. Am Buhnenkopf steht ein Busch (ein Besen), um den Schiffern bei höheren Wasserständen das Vorhandensein der Buhne anzuzeigen. In der Abbildung erscheint es so, als müßte das Segelboot den Buhnenkopf treffen. Aber die Strömung ist hier flußeinwärts gerichtet, sie treibt den Kahn hinaus.

Über Schleppschiffe auf dem Rhein vgl. Abb. 260. Im Jahre 1901 verkehrten auf dem Rhein 4057 Schleppkähne, davon 177 über 1500 t Ladefähigkeit. Die mittlere Ladefähigkeit beträgt 400 t.

Die Anzahl der verkehrenden Raddampfer betrug 1901 etwa 179.
„ „ „ „ Schraubendampfer „ „ „ 944.

Davon waren Schleppdampfer 73 bezw. etwa 672.

Tauerei ist von mehreren Gesellschaften seit 1873 betrieben; sie hat sich nur auf der Strecke von Bonn bis Bingen gehalten; sie ist dort noch von einiger Bedeutung.

Rheinseedampfer fahren seit 1885 von Köln nach den Nord- und Ostseehäfen; ihre Zahl betrug 1901 etwa 36, die Ladefähigkeit 1080 t und der Tiefgang 2,75 m.

Segelschiffahrt tritt zurück; sie findet aber auch noch statt.



Abb. 259. Buhne am Unterrhein bei sehr niedrigem Wasserstande.
Eigene Aufnahme.

Die Kanalisierung des Main ist in den Jahren 1883—1886 bis Frankfurt von Preußen bewirkt. Eine sechste Staustufe ist 1900 von der hessischen Regierung 7 km oberhalb bei Offenbach hinzugefügt. Der Stau über den Wehrrücken beträgt überall 2,50 m. Die Einzelheiten der Nadelwehrkonstruktionen sind den Wehren der Maas nachgebildet und in Band II unter Wehrbauten besprochen. Die Floßschleusen sind als Trommelwehre nach dem Vorbilde der Wehranlage in der Spree bei Charlottenburg erbaut.

Die Schleusen sind zwischen den Drempelspitzen 85 m lang, im Lichten 10,5 m breit und für 2,50 m Wassertiefe (im Unterdrempel) eingerichtet. Kammern für ganze Schleppzüge sind später hinzugefügt

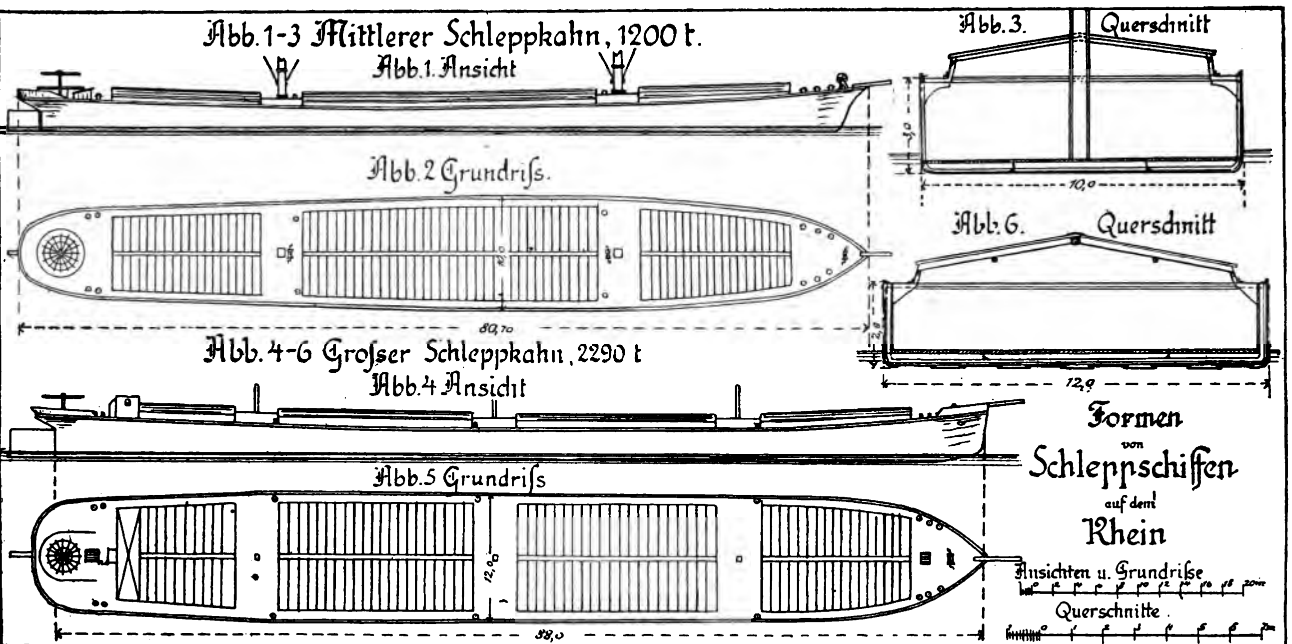


Abb. 260.

Diese und die nachfolgenden Abbildungen sind dem Kongreßführer, Teil II, von 1902 entnommen, vgl. die Literaturangabe S. 242.

von 255 m Länge, 20 m Sohlbreite, mit geböschten Wänden und 12 m Lichtweite im Unterhaupt. Das Schleusengefälle beträgt 1,8 bis 2,7 m, die Zeit der Füllung einer Schleppzugsschleuse 13—17 Minuten. Das Fahrwasser ist durch Baggerung auf 2,5 m Tiefe gebracht. Die Mündungsstrecke ist zur Erhaltung der Tiefe auf 105 m Breite eingeschränkt.

Die Kosten der Mainkanalisierung betrugen einschließlich Bau der Schleppzugsschleusen 8,5 Millionen Mark. Es traten an Kosten für Herstellung des Hafens bei Frankfurt a. M. 6,3 Millionen Mark hinzu, die von der Stadt aufgebracht wurden.

2. Die Ems und der Dortmund-Ems-Kanal.[1])

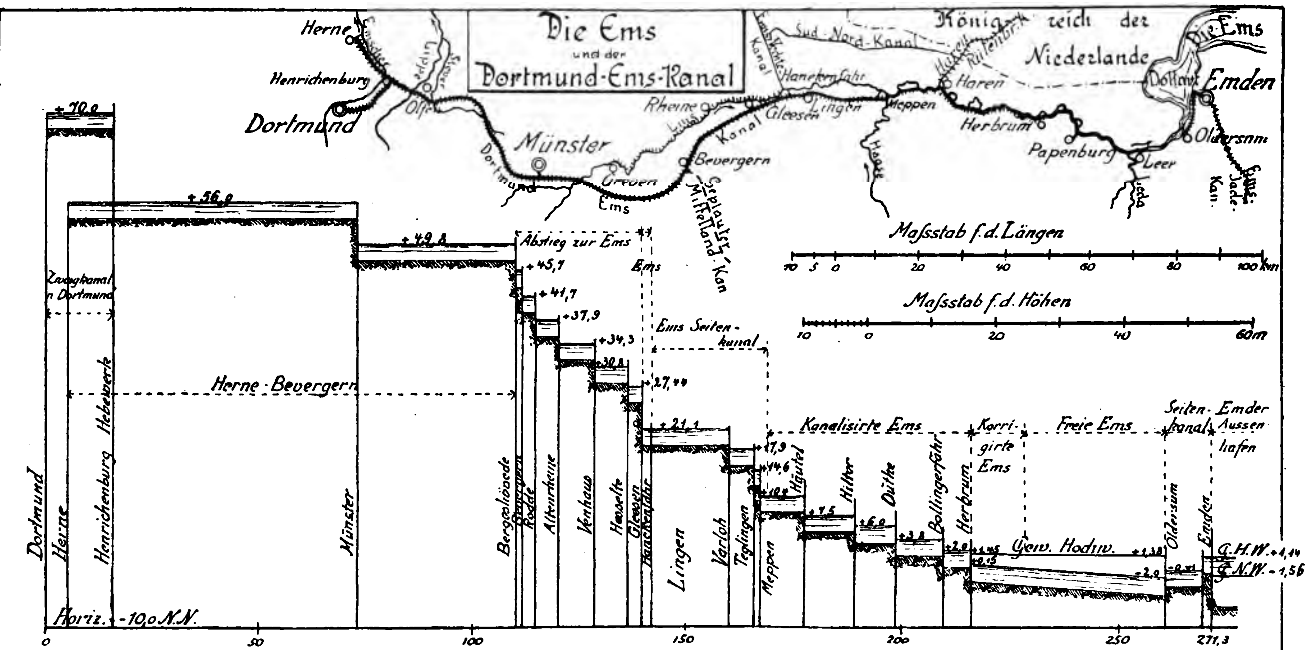
Die Ems ist 335 km lang; ihr Gefälle beträgt oberhalb Rheine 1:6200, unterhalb Meppen 1:11 000. Die Breite des Mittellaufes nimmt bis Hanekenfähr auf 38 m zu, erreicht bei Meppen 45 m, bei Papenburg im Ebbe- und Flutgebiet 93 m, an der Ledamündung 210 und bei Emden 700 m. Die Wasserführung beträgt unterhalb der Haasemündung bei niedrigem Sommerwasserstande 16,6 cbm, bei Mittelwasser 65 und bei höchstem Hochwasser 350 cbm. Die Geschwindigkeiten sind dort bei Niedrigwasser 0,50 m, bei Hochwasser 1,25 m. Die Flutgröße (Höhenunterschied zwischen mittlerem Hoch- und Niedrigwasser) betrug bei Herbrum vor der Kanalisierung dieser Strecke 5—10 cm, bei Papenburg beträgt sie 1,42 m; sie erreicht bei Oldersum ihren größten Wert: 2,92 m. Bei Emden ist das Maß 2,80 und bei Borkum nur 2,35 m.

Die Schiffbarkeit beginnt bei Greven, von wo ab der Fluß durch Wehre und durch „in der Zeit von 1824—1845 erbaute“ Schleusen kanalisiert ist. Die nutzbare Kammerlänge beträgt 26, die Breite 5,9 und die Wassertiefe über dem Drempel 1,26 m. Die Fahrwassertiefe der Strecke ist fast überall 0,94 m. Von Hanekenfähr bis Meppen wurde von 1825—1835 ein Seitenkanal gebaut. Dieser alte Kanal ist hernach zum Ausbau des Dortmund-Ems-Kanals mit benutzt und entsprechend erweitert.

Im unteren Teil des Flutgebietes ist durch umfangreiche Baggerungen und Regulierungen in den siebziger Jahren bei gewöhnlichem Hochwasser (Flut) vom Meere bis Emden 6,50 m, bis Leer 5,5 und bei Papenburg 4,10 m Fahrwassertiefe erreicht.

Der Dortmund-Ems-Kanal, für Westfalen und das Emsgebiet von größter Bedeutung, ist in den Jahren 1892—1899 in

1) Die nachfolgenden Mitteilungen sind dem Kongreßführer auszugsweise entnommen.



Die Ems
und der
Dortmund-Ems-Kanal
Königreich der Niederlande
Sud-Nord-Kanal
Herne
Henrichenburg
Dortmund
Münster
Bevergern
Rheine
Gleesen
Lingen
Meppen
Haren
Herbrum
Papenburg
Leer
Emden
Dollart
Die Ems
Ems-Jade-Kan.
Masstab f. d. Längen
10 5 0 20 40 60 80 100 km
Masstab f. d. Höhen
10 0 20 40 60m
+70,0
+56,0
+49,8
Abstieg zur Ems
Ems
+45,7
+41,7
+37,9
+34,3
+30,8
+27,44
+21,1
+17,9
+14,6
+10,4
+7,5
+6,0
+3,8
+2,0
Ems Seiten-kanal
Kanalisirte Ems
Korri-girte Ems
Freie Ems
Seiten-kanal
Emder Aussen-hafen
Gew. Hochw.
+1,38
-2,0
G.H.W. +1,14
G.N.W. -1,56
Zweigkanal n. Dortmund
Herne-Bevergern
Dortmund
Herne
Henrichenburg Hebewerk
Münster
Bergeshöveda
Rodde
Altenrheine
Venhaus
Haaselte
Gleesen
Hanekenfähr
Lingen
Varloh
Teglingen
Meppen
Hüntel
Hilter
Düthe
Bollingerfähr
Herbrum
Oldersum
Emden
Horiz. -10,0 N.N.
0 50 100 150 200 250 271,3

Abb. 261.

großen Abmessungen erbaut. Er gewährt dem Güterverkehr von dem rheinisch-westfälischen Kohlen- und Industriebezirk nach dem Meere die erwünschte Unabhängigkeit vom Auslande und ermöglicht den in den Jahren 1898—1901 zeitgemäß hergestellten Emdener Hafen den Wettbewerb mit Holland und Belgien.

Auf 150 km Länge bis an die Ems bei Hanekenfähr ist der Kanal neu ausgegraben, dann benutzt er bis Meppen die Linie des alten Emsseitenkanals. Von Meppen ab ist die Ems bis zur Flutgrenze bei Herbrum durch fünf Staustufen auf 94 km Länge kanalisiert und weiter bis Papenburg durch Regulierung verbessert. Von



Abb. 262. Schiffshebewerk bei Henrichenburg.

Oldersum, 10 km oberhalb Emden, ist bis zum Emder Binnenhafen ein Seitenkanal geführt, der die Kanalschiffe von den hier herrschenden Tideströmungen unabhängig macht. Die Gesamtlänge des neuen Schiffahrtsweges beträgt einschließlich des Seitenkanals nach Dortmund 282 km.

Das Schiffshebewerk bei Henrichenburg bewirkt den Anschluß des Dortmunder Seitenkanals an den 14 m im Wasserspiegel tiefer liegenden Hauptkanal. Die Schiffe fahren in einen 70 m langen und 8,8 m breiten eisernen Trog ein, welcher auf fünf zylindrischen Schwimmkörpern ruht. Diese tauchen in das Wasser tiefer Brunnen; vgl. die nähere Beschreibung im Abschnitt über Schleusen und Schiffshebewerke, Band II. Die Gesamtbaukosten, einschließlich eines Pumpwerks zur Speisung der Dortmunder Haltung stellten sich



Abb. 263. Sparschleuse bei Münster.

auf 2,8 Millionen Mark, die jährlichen Betriebskosten betragen 75000 Mark.

Die beiden Sparschleusen bei Münster und Gleesen besitzen je vier Sparbecken, von denen je zwei, auf einer Höhe liegend, jeweils als ein Becken aufzufassen sind; mithin ist $n = 2$. In diese Becken wird das Wasser eingelassen, um hernach wieder verwendet zu werden. Die theoretische Wasserersparnis beträgt bei Gleesen

$$\frac{n}{n+2} Q = \frac{2}{2+2} Q = \frac{1}{2} Q,$$

die praktisch erreichte nur 0,47 Q. Bei Münster ist diese Zahl größer, weil dort die Grundfläche jeder einzelnen Sparkammer größer



Abb. 264. Emsbrückenkanal.

ist als diejenige der Schleusenkammer. Dabei bedeutet Q die Wassermenge, welche für eine ganze Kammerfüllung benötigt wird.

Mittels großer massiver Brücken ist der Kanal über die Flüsse Lippe, Stever und Ems geführt, vgl. Abb. 264. Die Dichtung erfolgte durch eine Bekleidung des Mauerwerkes mit Bleiplatten.



Abb. 265. Kaskaden-Auslaß am Emsübergang bei Greven.
Leistungsfähigkeit 13 cbm/Sekunde.

Zur Entleerung des Kanals dienen Auslässe, deren größter am Übergang über die Ems in Abb. 265 dargestellt ist. Die Entleerung erfolgt, wenn Ausbesserungen an den Bauwerken oder Böschungen und Räumungsarbeiten erforderlich sind.

Am Kanal sind 19 Kammerschleusen, 6 Brückenkanäle, 7 Sicherheitstore, 273 Dücker und Durchlässe und 175 Eisenbahn- und Straßenbrücken ausgeführt worden.

Die Sicherheitstore (Abb. 266) sind Drehschütze mit horizontaler, nach Art einer Kurbelwelle unterbrochener Achse. Das

Schütz schwebt gewöhnlich hoch oben, den Schiffen freie Durchfahrt gewährend. Gegengewichte und Bremsvorrichtungen halten dasselbe. Bricht der Kanal auf einer Strecke wo er höher liegt als das benachbarte Gelände, dann gilt es die lange Haltung schnell abzusperren, damit nur wenig Wasser austritt. Das geschieht durch Lösen der Bremse. Dann senkt sich das Schütz mit Drehung der dasselbe haltenden Arme und verschließt den Kanal.

Auf der 26 km langen Strecke zwischen Hanekenfähr und Meppen dient der Kanal auch Bewässerungszwecken; auch werden dort Fischteiche vom Kanal gespeist.



Abb. 266. Sicherheitstor am Kanal.

Unterhalb Meppen bildet die Ems den Schiffahrtsweg; sie ist durch fünf Staustufen kanalisiert. Die oberen vier Wehre sind Nadelwehre, das untere bei Herbrum, welches wegen der bis hier aufsteigenden Flutströmung nach beiden Seiten kehren (dichten) muß, ist als Schützenwehr mit 8 m weiten Öffnungen eingerichtet; vgl. hier Abb. 159, Band II, 3. Abschnitt.

Für die Speisung der 150 km langen Kanalstrecke bis an die Ems reichen die natürlichen Zuflüsse nicht aus. Am Lippeübergang ist daher ein Pumpwerk errichtet, welches zu trockener Zeit den ganzen Bedarf von 2,6 cbm/Sek. aus der Lippe 16 m hoch heben kann. Drei Zentrifugalpumpen leisten diese Arbeit. Die Lippe führt bei kleinstem Wasser 5,0 cbm/Sek.

Das Gefälle der Schleusen beträgt auf der Kanalstrecke 4,1—3,2 m. Die Sparschleuse bei Münster zeigt 6,20 m, diejenige

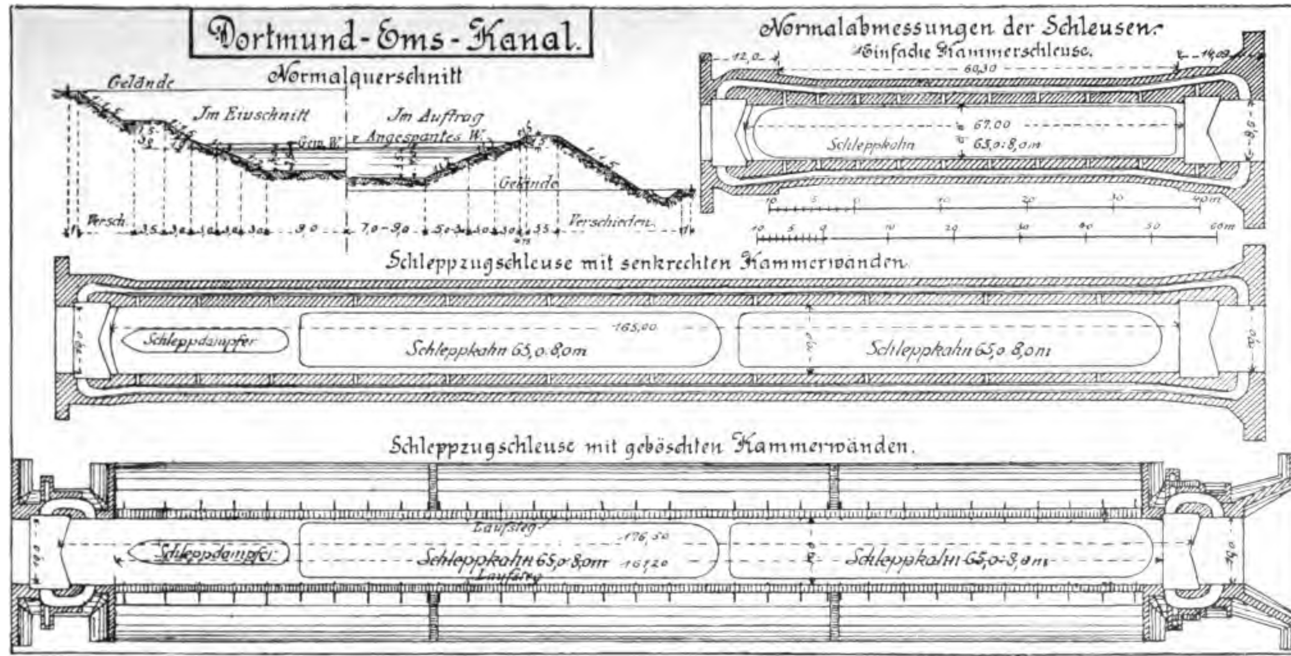


Abb. 267. Schleusenabmessungen.

bei Gleesen 6,14 m Gefälle. Die Staustufen der Emswehre zeigen Gefälle von 1,5 m bis 2,9 m.

Über Schleusenabmessungen siehe Abb. 267. Auf der unteren Strecke, wo die Füllung der Schleusen aus dem Emsfluß erfolgt, konnten die Schleusen für die Aufnahme ganzer Schleppzüge eingerichtet werden.

Das Kanalprofil zeigt in den gegrabenen Strecken 18 m Sohlbreite, 30 m Spiegelbreite und 2,5 m Wassertiefe, in den beiden oberen Haltungen jedoch 3,0 m Wassertiefe, um für trockene Jahres-
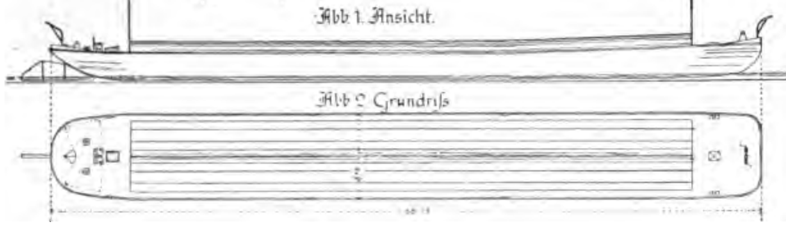


Abb. 268. Hochbagger bei Riesenbeck; Dortmund-Ems-Kanal.

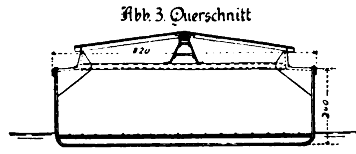
zeit einen Wasservorrat zu besitzen. Die lichte Höhe unter den Brücken beträgt 4,0 m. Die normale Leinpfadbreite ist 3,5 m.

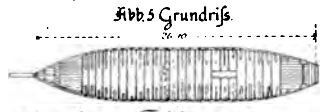
Die Sicherung der Böschungen gegen den Angriff des Wellenschlages erfolgte, wo Pflanzenwuchs gedeiht, durch Rohr, Weiden und Schilf. Auf anderen, zumal sandigen Strecken ist ein Uferschutz aus Stein verwendet, welcher etwa 80 cm unter Wasserspiegel reicht und über Wasser bis auf die Höhe geführt ist, wo eine gute Grasnarbe sich bildet. Bei Lingen sind Betonplatten und mein Betonuferschutz mit Zementerdankern verwendet, vgl. den Abschnitt: Versuche in Band II.

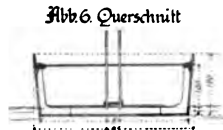
Der Schiffahrtsbetrieb findet fast ausschließlich mit Dampfschleppern und den großen Kanalschiffen von 67 m Länge und 8,2 m

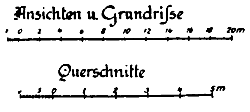
Hauptformen der auf dem Dortmund-Ems Kanal, der Ems u. der Weser verkehrenden Schiffe.













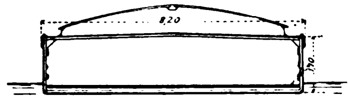


Abb. 269.

Breite statt, welche bei 1,60 m Tauchung 600 t laden. Bei dem erlaubten größten Tiefgang erhöht sich die Ladefähigkeit auf 900 t. Die Fahrgeschwindigkeit ist dann im Interesse einer Erhaltung der Kanalsohle und der Ufer herabgesetzt. Besondere Kähne, sogenannte Seeleichter, sind seetüchtig gebaut; ihre Fahrzeit zwischen Hamburg und Münster beträgt 10—14 Tage; vgl. Abb. 269.

Die Schiffe zahlen vom 1. April 1905 ab für die 215 Tarifkilometer lange Strecke von Dortmund bis Herbrum 0,70 Mark die Tonne in der ersten Tarifklasse, 0,50 in der zweiten und 0,30 Mark in der dritten. Leere Schiffe zahlen 0,03 Mark. Außerdem wird eine Gebühr für Löschen und Laden erhoben, die im Mittel 4 Pfennige die Tonne beträgt.

Die Baukosten[1]) haben für den Kanal im ganzen 79,4 Millionen Mark erfordert, wovon 8,2 auf den Grunderwerb, 23,4 auf Erdarbeit, 22,8 auf Bauwerke, 6,9 Millionen Mark auf den Emdener Binnenhafen und der Rest auf verschiedene Nebenausgaben entfallen. Erhebliche Kosten sind auch durch die Dichtungsarbeiten entstanden, welche an den langen Dämmen in den durchquerten Flußtälern auszuführen waren.

1 km Kanal der 252 km langen Strecke hat 316000 ℳ gekostet.

1 Schiffshebewerk	2,5 Mill. ℳ
1 Kanalschleuse von 67 m Nutzlänge . . .	312000 „
1 „ von 165 m mit geböschten Kammerwänden	372000 „
1 Kanalschleuse von 165 m mit gemauerten senkrechten Wänden	528000 „
Sparschleuse in Münster	810000 „
1 Nadelwehr	170000 „
1 Schützenwehr bei Herbrum	250000 „
1 cbm Bodenbewegung einschl. Regulierung und Befestigung der Böschungen durch Rasen auf Mutterboden	0,92 „

3. Die Weser und Fulda.

Die Länge der Weser von Münden bis zum Meere beträgt 360 km, das Gefälle derselben unterhalb Münden 1:2000, unterhalb Hameln 1:3000, unterhalb Hoya 1:5000. Die mittlere Niedrigwassermenge steigt von 30 cbm unterhalb Münden auf 110 cbm nahe dem Meere, die mittlere Wassermenge von 90 auf 290 cbm. Bei

1) Vgl. die Festschrift zur Eröffnung des Dortmund-Ems-Kanals.

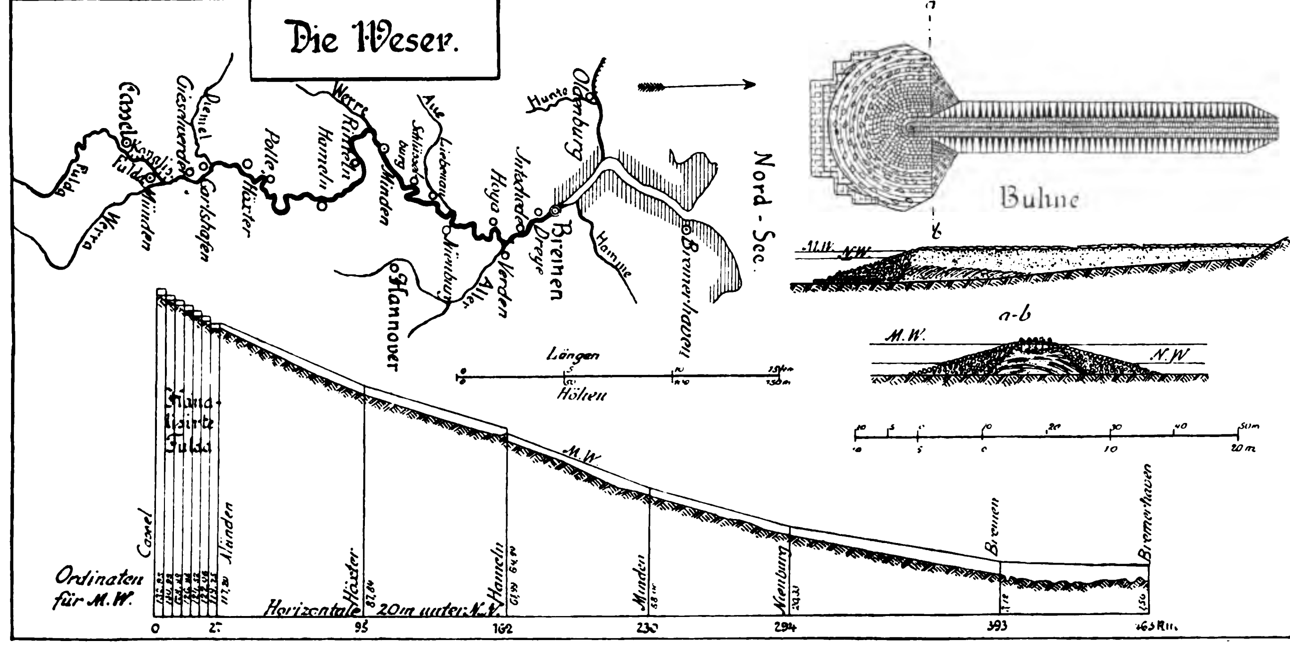

Die Weser.
Nord - See.
Bremen
Bremerhaven
Oldenburg
Hunte
Hannover
Verden
Aller
Minden
Hameln
Höxter
Polle
Carlshafen
Cassel
Fulda
Werra
Hamme
Buhne
a-b
M.W.
N.W.
Längen
Höhen
Ordinaten für M.W.
Horizontale 20m unter N.W.
Münden
Nienburg
0
27
95
162
230
294
393
465 Km.

Abb. 270.

höchstem Hochwasser sind im Januar 1841 unterhalb der Diemelmündung abgeflossen 2550 cbm, unterhalb der Allermündung 4600 cbm; die Aller führte 1600 cbm.

Seit 1823 ist die Weser von den Uferstaaten gemeinsam als Schiffahrtsweg ausgebaut worden. Im Jahre 1838 wurde die kleinste Wassertiefe zu 0,47 m bei einem bestimmten Niedrigwasser festgesetzt. Die sehr niedrigen Wasserstände von 1857—1859 forderten weitere Verbesserungen. Im Jahre 1871 ist zunächst die Schleuse bei Hameln von 5,8 auf 11,1 m Kammerbreite erweitert, ferner sind durch Regulierungen gegen 1880 die folgenden Tiefen für Niedrigwasser angenähert erreicht. Von Münden bis Carlshafen 0,8 m, von da bis Minden 1,0 m und weiter bis Bremen 1,25 m. Die erstrebte Normalbreite nimmt, bei Münden mit 42 m beginnend, bis zur Aller auf 70, unterhalb dieses Nebenflusses bis unterhalb der Eytermündung von 103 auf 112 m zu.



Abb. 271. Die Weser bei Porta Westfalica.

Neuerdings ist beschlossen,[1]) die Abflußverhältnisse der Weser durch den Bau von Talsperren zu verbessern. Das Niedrigwasser wird sich so um etwa 40 cm heben lassen. Die Hochwassermenge wird zugleich vermindert. Es ist geplant, Stauweiher von etwa 200 Millionen cbm Fassungsraum im Tal der Eder, einem Nebenfluß der Fulda, oberhalb Kassel anzulegen.

1) Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 181.

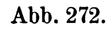

Regulirung der Weser
oberhalb
Gieselwerder.
f. d. Längen
f. d. Höhen
Lageplan
Weg von Veckerhagen nach Gieselwerder
Weg von Bursfelde nach Oedelsheim
Försterei
Weisse Hütte
Querschnitte
f. d. Höhen 1:150
Querschnitt I
Querschnitt II
Grundriss d. Grundschwelle und d. Buhnen
Buhne
Grundschwelle
N. W.
Höhen - plan
Längen
Höhen
Bursfelder Wehr
Mäusekopf
Hohes Ufer
Horizontale 95m über N. N.
Wasserspiegel 1901
Wasserspiegel 1878
Sohle 1901
Sohle 1878
Projekt. Sohle
Projektirte Sohle

Abb. 272.

Die kanalisirte Fulda
von Cassel bis Münden.

Cassel
Hafen
Wolfsanger
Betten-
hausen
Sanders-
hausen
Schleuse 1
Wolfsanger
Schleuse 2
Spickershausen
Spickershausen
Kragenhof
Schleuse 3
Kragenhof
Schleuse 4
Speele
Mühle
Speele
Wolmhausen
Wilhelmshausen
Schleuse 5
Wilhelmshausen
Fulda
Bonafort
Schleuse 6
Bonafort
Alt-
Münden
Weser
Schleuse 7
Münden
Werra

Stauanlage
b. Kragenhof
Die
Wehr
Fischpass
Fulda

Hafen bei Cassel
Die
Fulda
Helling
Hafenbecken
Lagerhaus

Abb. 273.

Die Schiffahrtsrinne wurde bisher auf zu flachen Strecken durch Baggerung hergestellt; ihre Breite beträgt dort in der Geraden 18 m, in den Krümmungen 20 m, so daß Schiffe von 8 m Breite einander vorbeifahren können. Gleichmäßige Gefälle und gleichmäßige Querprofile sind durch Einbau von Grundschwellen und Buhnen erreicht. Die Grundschwellen, ursprünglich in 50 m Entfernung voneinander erbaut, sind hernach in Abständen von 30 m hergestellt. An die Grundschwellen schließen sich die seitlichen Buhnen, vgl. Abb. 272, deren Köpfe flach geneigt sind, und zwar 1:4 bis 1:10, während ihre Seitenböschungen im Querschnitt das Neigungsverhältnis 1:1 bezw. 1:2 zeigen.

Die Grundschwellen sind aus Senkfaschinen, gefüllt mit Steinen, hergestellt; es wurden bis zu drei oder vier Lagen Senkfaschinen von 3 m Länge und 0,4—0,8 m Durchmesser übereinander geschichtet. Die Buhnen sind auf der oberen Strecke bis Km. 236 in Kies und Stein erbaut, von da abwärts in Packwerk, weil in der Niederung Steinmaterial teuer ist.

Die Fulda hat schon seit Jahrhunderten als Schiffahrtsweg gedient, auch waren neben den Mühlenwehren Schleusen vorhanden. Bei einem Gefälle von 1:1600 und einer Kleinwasserführung von nur 3,5 cbm ließ sie sich durch Regulierung jedoch nicht zu einer den Anforderungen der Neuzeit entsprechenden Wasserstraße ausbauen. Es ist daher in den Jahren 1893—1897 eine Kanalisierung der Fulda bewirkt; vgl. Abb. 273. Durch den Einbau von Wehren ist der Wasserspiegel in eine Treppe verwandelt, und die einzelnen Haltungen sind durch Schleusen mit einander verbunden. Bei den Neubauten gelangten Nadelwehre in Anwendung, es zeigte sich aber als wünschenswert, daß neben denselben auch feste Überfallwehre errichtet würden, weil das Wasser gelegentlich schnell steigt. Es ist vorgekommen, daß sich die Nadeln, z. B. bei plötzlich eintretendem Frost, nicht schnell genug entfernen ließen. Daher muß sich das Wasser in solchen und ähnlichen Fällen über feste Überfallwehre ergießen können; dann wird die zum Öffnen des Nadelwehres erforderliche Zeit gewonnen.

Das normale Gefälle beträgt an den oberen sechs Schleusen 2,0—2,81 m, an der Schleuse bei Münden 3,62 m. Die lichte Weite der Schleusen beträgt 8,6 m, die nutzbare Länge 60 m und die Drempeltiefe 1,80 m im Oberwasser und 1,5 m im Unterwasser. Die Höhe des Stauspiegels über Oberfläche der festen Schwelle beträgt an den Nadelwehren 2,40—2,70 m. Schleusen und Wehre wurden auf Beton gegründet; vgl. die Wehrabbildungen Band II. Die Weite der Wehröffnungen schwankt zwischen 46 und 57 m; in halber Länge

sind Zwischenpfeiler angeordnet, welche als Fischpässe ausgebildet sind. Nur bei Speele, wo der Mittelpfeiler fehlt, ist der Fischpaß mit dem rechten Landpfeiler vereinigt. Dort liegt neben dem Nadelwehr noch ein 150 m langes, festes Überfallwehr.

Die Fahrrinne ist in einer Breite von 20—25 m durch Baggerung auf 1,5 m unter Normalstau vertieft. Der Stau kann noch um 20 cm erhöht werden, so daß dann Schiffe von 1,4 m Tiefgang verkehren können.

Über die Schiffsabmessungen vgl. Abb. 269, S. 276.

4. Die Elbe.

Die Elbe, im Riesengebirge entspringend, mündet nach einem Lauf von 1154 km Länge bei Cuxhaven, davon liegt die untere Strecke von Geesthacht ab auf 136 km Länge im Ebbe- und Flutgebiet. Bei Bunthaus, 26 km unter Geesthacht, trennt sich die Elbe in zwei Hauptarme; an der Norderelbe liegt Hamburg, an der Süderelbe Harburg. Bei Blankenese sind diese und die Nebenarme wieder vereinigt.

Die Elbe oberhalb der Moldaumündung bei Melnik ist nicht schiffbar. Die Moldau ist aber durch Kanalisierung von Prag abwärts schiffbar gemacht. Es münden links die Mulde bei Dessau, die schiffbare Saale bei Barby, die Jeetzel bei Hitzacker und die schiffbare Ilmenau bei Winsen, rechts die Schwarze Elster oberhalb Wittenberg, die schiffbare Havel oberhalb Wittenberge, die schiffbare Elde oberhalb Dömitz.

Der Ihle- und der Plauer Kanal verbinden ferner die Elbe mit den märkischen Seen und den östlichen Wasserstraßen. Durch den neuen Elb-Trave-Kanal, welcher bei Lauenburg abzweigt, ist auch Lübeck an die Elbstraße angeschlossen.

Das Gefälle beträgt an der

sächsisch-preußischen Grenze	1:4300,
oberhalb Magdeburg	1:5000,
bei Geesthacht	1:8500.

Wasserführung unterhalb der Saale.

Bei mittlerem Niedrigwasser	176	cbm/Sek.
„ „ Mittelwasser	475	„ „
„ „ Hochwasser	2468	„ „
„ Magdeburg bei höchstem Hochwasser etwa	5600	„ „

Die Regulierung des Elbstromes im Interesse der Schiffahrt erfolgte zuerst mit dem Jahre 1842. Man erstrebte zunächst in der

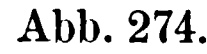

Die Elbe.
Deckwerk
Buhne.
M.W.
N.W.
c-d.
a-b.
Nord-See
Cuxhaven
Brunsbüttel
Blankenese
Hamburg
Bunthaus
Harburg
Geesthacht
Lauenburg
Dömitz
Elde
Magdebg
Barby
Wittenberg
Torgau
Mulde
Havel
Längen
Höhen
Mühlberg
Wittenberg
Barby
Magdebg
Wittenbge.
Dömitz
Lauenburg
Hamburg
Brunsbüttel
M.W. Ord.
85,60
65,24
49,41
42,00
29,70
128
214
213
226
336
454
598
558
624
697

Abb. 274.

Schiffahrtsrinne eine Wassertiefe von mindestens 0,78 m bei einem niedrigen Wasserstande gleich dem von 1842. In Abbruch liegende Ufer wurden befestigt, die außerhalb des Mittelprofils liegenden Sandfelder bepflanzt, die Breite des Mittellaufes beschränkt. Nach 1866 standen wesentlich erhöhte Geldmittel zur Verfügung. Vorhandene Stromspaltungen wurden durch Sperrwerke beseitigt und die zu großen Breiten durch Buhnen beschränkt. Auch große Dampfbagger sind seit 1865 für die Regulierung tätig.

Im Jahre 1869 konnte die zu erstrebende minimale Tiefe gegenüber 1842 um 15 cm vergrößert werden; 1873 erklärte eine ein-



Abb. 275. Magdeburg, ältere Aufnahme.

gesetzte Kommission die bis dahin inne gehaltenen Breiten für zu groß, eine wissenschaftliche Prüfung der Abflußverhältnisse der Elbe sei vorzunehmen. Auf Grund hydrometrischer Vorarbeiten der Elbstrombauverwaltung sind dann im Jahre 1874 die inne zu haltenden Normalbreiten für den Mittellauf herabgesetzt, und zwar für den oberen Stromlauf von der sächsisch-preußischen Grenze abwärts auf 100 und weiterhin auf 110 m und an der Jeetzelmündung auf 275 m. Ger. Tiefe bei M.N.W. oben 1,03, oberh. Hamburg 1,70 m.

Zum Schutz der Buhnenköpfe gegen Unterspülung sind diesen, in 1,4 m unter Niedrigwasser beginnend, zur Sohle in Neigung 1 : 15 flach abfallende Schwellen vorgelagert, welche an der Elbe Grundschwellen, an der Weser Stromschwellen und an den Leitwerken des Rheins Kopfschwellen heißen. Die Kolkbildung an den

Buhnenköpfen tritt dann ein, wenn diese nicht überströmt werden, also bei mittleren oder niedrigeren Wasserständen.[1])

Seit 1874 sind auch Deckwerke angelegt, welche die Buhnenköpfe verbinden und so ein gegen Abbruch gesichertes fortlaufendes Ufer bilden. An gefährdeten Stellen wurden die Räume dahinter, also landwärts, mit Baggergut angefüllt.

Durchstiche sind zur Beseitigung zu starker Krümmungen angelegt.

Vielfach sind sogenannte falsche Talwege, wo der Stromstrich das vorspringende konvexe Ufer trifft, durch Änderung der Uferlinie beseitigt; dadurch hat der Talweg eine gestrecktere gleichmäßigere Gestalt angenommen. Durch die Kopf- oder Grundschwellen ist nicht nur die Kolkbildung vermindert, sondern auch die Entstehung wandernder Sandfelder eingeschränkt, die der Schiffahrt sehr hinderlich waren und auch die Vorflut beeinträchtigten. Unter Vorflut versteht man das zur Abführung des Niederschlagwassers vom Gelände zur Verfügung stehende absolute Gefälle, d. h. also den Höhenunterschied zwischen Geländeoberfläche uud dem Spiegel des benachbarten Wasserlaufes.

Die Buhnen liegen mit ihren Köpfen etwa auf Mittelwasser, diese fallen vorn 1:3 bis 1:5 zur Sohle ab. Die Krone der Buhne steigt 1:200 bis 1:100 nach dem Ufer an. Die Buhnenköpfe sind durch Steinpflaster gesichert, desgleichen die stromabwärts gekehrte Böschung auf 10 m Länge und die Hälfte der Krone, jeweils durch Pfahlreihen eingefaßt. Der früher verwendete Schutz durch Spreutlage aus lebenden Weiden wird durch Steinschüttung ersetzt, da Weidengebüsch eine zunehmende Erhöhung der Buhne veranlaßt.

Die Grundschwellen (Kopfschwellen) erhalten bei größeren Tiefen einen Kern aus Sinkstücken oder Senkfaschinen, welche mit Steinschüttungen belastet und gedeckt werden.

Dreizehn Dampfbagger sind im Dienste der Elbstrombauverwaltung tätig, von denen ein jeder bei zehnstündiger Arbeitszeit 750 cbm Boden hebt. Zur Beförderung des Baggergutes sind 7 Schleppbarkassen und 61 Baggerprähme mit je 50 t Ladefähigkeit in Betrieb.

Sonstige Verbesserungen: Die alten im Strome liegenden Schiffsmühlen sind beseitigt; die freie Öffnung der Brücken ist erweitert, insbesondere sind die starken Mittelpfeiler der früheren Drehbrücken zu Magdeburg und Hämerten abgebrochen. Zwei Taucherschächte bewirkten Felssprengungen; dies zumal am Dom-

1) Vgl. auch die Versuche von Engels; Zeitschr. f. Bauw. 1904.

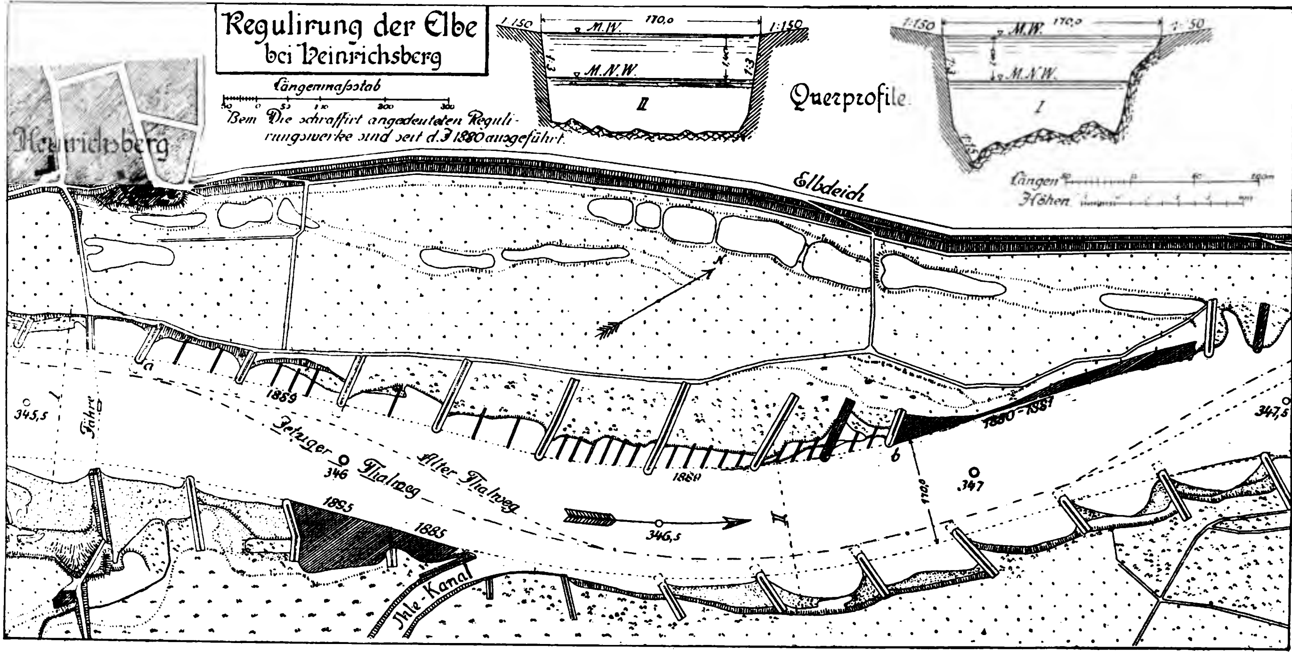

Regulirung der Elbe
bei Heinrichsberg
Längenmaßstab
Bem. Die schraffirt angedeuteten Regulirungswerke sind seit d. J. 1880 ausgeführt.
Querprofile
M.W.
M.N.W.
170,0
1:150
1:50
I
II
Längen
Höhen
Heinrichsberg
Elbdeich
Fähre
345,5
346
346,5
347
347,5
1859
1869
1880–1881
1885
Jetziger Thalweg
Alter Thalweg
Ihle-Kanal
a
b
N

Abb. 276.



Abb. 277. Eisbrechdampfer auf der Elbe.

felsen bei Magdeburg. Sie werden durch einen Greifbagger in ihrer Arbeit unterstützt.

Sieben Eisbrechdampfer, vgl. Abb. 277, sind zur Winterzeit tätig den Fluß stromabwärts offen zu halten, um den Abgang des von oben kommenden Eises zu erleichtern und so gefahrloser zu gestalten, der Dampfer schiebt sich vorne auf das Eis und drückt es nieder.

Eine Hochwassermeldeordnung ist seit 1894 erlassen. Es werden den Ortschaften und auch Einzelpersonen durch Telegraph oder Fernsprecher bei Eintritt höherer Wasserstände, von Eis-



Abb. 278. Hitzacker bei Hochwasser.

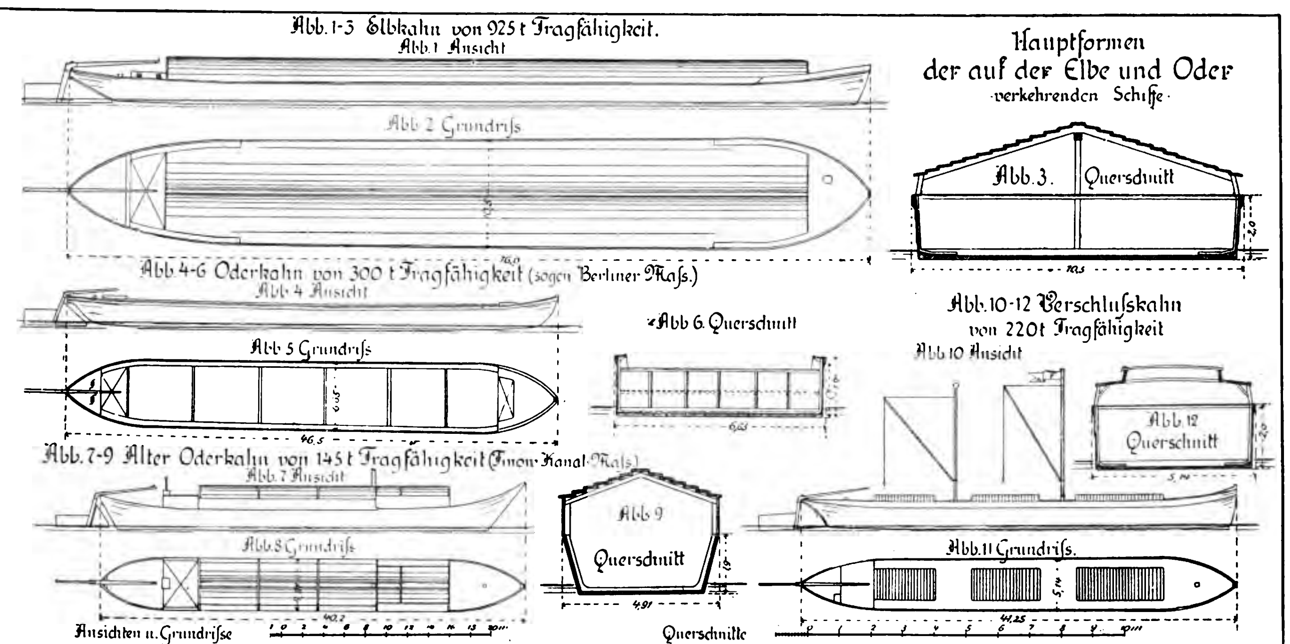

Hauptformen
der auf der Elbe und Oder
verkehrenden Schiffe.
Abb. 1-3 Elbkahn von 925 t Tragfähigkeit.
Abb. 1 Ansicht
Abb. 2 Grundriß
76,0
Abb. 3. Querschnitt
10,5
Abb. 4-6 Oderkahn von 300 t Tragfähigkeit (sogen. Berliner Maß.)
Abb. 4 Ansicht
Abb. 5 Grundriß
46,5
Abb. 6. Querschnitt
6,63
Abb. 7-9 Alter Oderkahn von 145 t Tragfähigkeit (Finow-Kanal-Maß)
Abb. 7 Ansicht
Abb. 8 Grundriß
40,2
Abb. 9
Querschnitt
4,91
Abb. 10-12 Verschlußkahn
von 220 t Tragfähigkeit
Abb. 10 Ansicht
Abb. 11 Grundriß.
41,25
Abb. 12
Querschnitt
Ansichten u. Grundrisse
Querschnitte

Abb. 279.

versetzungen, Eisaufbruch, Deichbrüchen Nachrichten gesandt. Bei gefahrdrohenden Zuständen tritt sofort ein Wachtdienst in Tätigkeit. Die Hochwasservoraussage erfolgt für Torgau $2^1/_2$ Tage, für Barby 5 und für Wittenberge 7 Tage vor Eintritt desselben.

Die kleinste Tiefe des Fahrwassers beträgt jetzt bei mittlerem Niedrigwasser etwa von der sächsischen Grenze ab 1,03 m, bis Barby 1,37 m, bis Magdeburg 1,41 m, bis Wittenberge 1,67 m und von da bis Hamburg 1,70 m. Es kommen aber Niedrigwasserstände vor, bei welchen diese Tiefen weitaus nicht erreicht werden; so ruhte z. B. im trockenen Sommer 1904 die Schiffahrt auf der Elbe und anderen Flüssen, während in den Kanälen Deutschlands kein Wassermangel eintrat.

Schiffahrtsbetrieb; vgl. Abb. 279. Die Tragfähigkeit der vorzugsweise benutzten Lastfahrzeuge betrug 1870 etwa 160 t; sie ist bis 1902 auf 550 t gestiegen. Diese Schiffe zeigen eine Länge von 66 m, eine Breite von 8,5 und einen Tiefgang von 1,60 m.

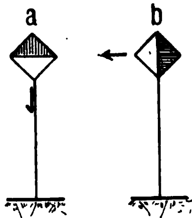


Abb. 280.

Die größten Schiffe bis über 1000 t Tragfähigkeit zeigen die Abmessungen 79,0 12,3 und 1,85 m, die größten Schleppdampfer 67 8,5 (oder mit Radkasten 16,0) 1,2 m 900 t. Die Segelschiffahrt nimmt ab, sie wird nur noch von Magdeburg abwärts betrieben. Die Kettenschiffahrt ist im Jahre 1898 auf der Strecke von Hamburg bis Niegripp unterhalb Magdeburg aufgegeben; sie besteht von da aufwärts auf 348 km Länge fort.

Die Zeitdauer der Fahrten erfuhr gegen früher eine wesentliche Abkürzung. Ehedem konnten die Fahrzeuge zwischen Magdeburg und Hamburg im Jahre nur 2 bis 3 Reisen ausführen, jetzt deren 6 bis 7. Dabei war es möglich, die Bemannung von 6 bis 7 auf 3 bis 4 Mann herabzusetzen, weil das Fahrwasser so viel besser geworden ist. Der Verkehr hat sich von 1855 bis 1875 verdoppelt.

Die Fahrrinne wird dem Schiffer durch Landmarken (Abb. 280) bezeichnet, die aus quadratischen Tafeln bestehen, deren hellere Spitze den einzuschlagenden Weg angibt. Die Tafel *a*, mit der Spitze nach unten weisend, sagt: „Komme hierher", die seitwärts zeigende Spitze *b*: „Verlasse dies Ufer." Die Marken sind vorn und hinten verschieden bemalt, so daß dieselbe Marke dem zu Berg fahrenden Schiffer das entgegengesetzte Zeichen gibt als dem zu Tal fahrenden, weil der Kahn in einem Fall sich dem Ufer zu nähern, im anderen Fall von demselben Punkt sich zu entfernen hat.

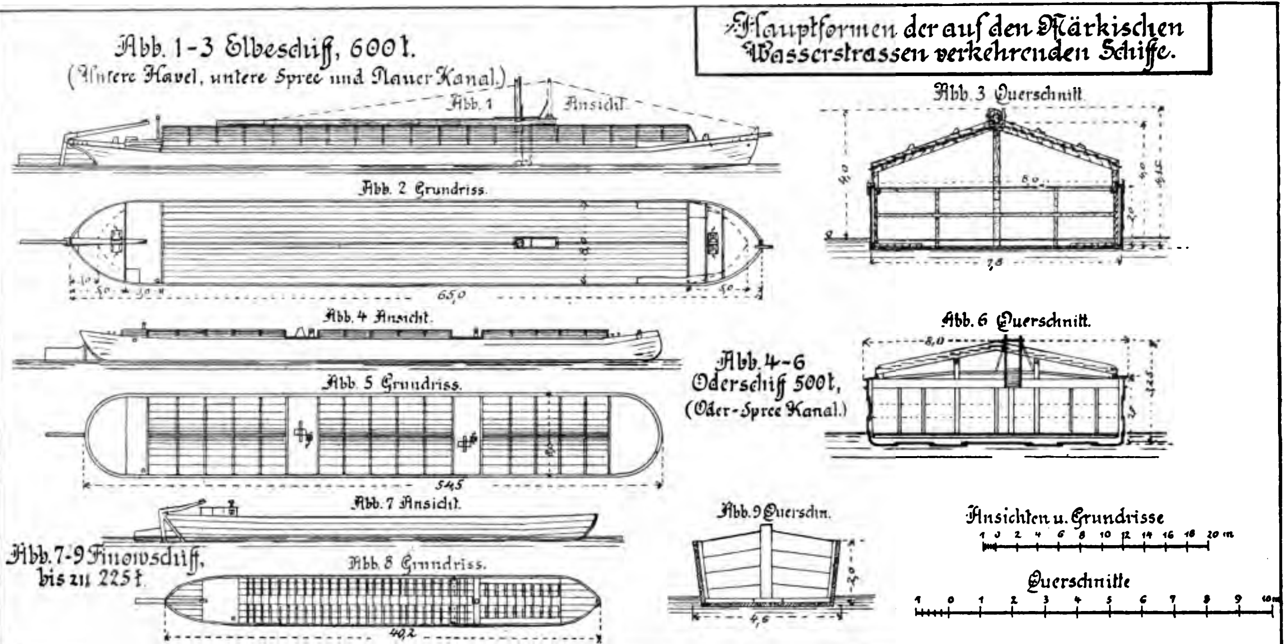

Hauptformen der auf den Märkischen Wasserstrassen verkehrenden Schiffe.
Abb. 1-3 Elbeschiff, 600 t.
(Untere Havel, untere Spree und Plauer Kanal.)
Abb. 1 Ansicht.
Abb. 2 Grundriss.
65,0
Abb. 3 Querschnitt.
Abb. 4 Ansicht.
Abb. 5 Grundriss.
54,5
Abb. 4-6 Oderschiff 500 t,
(Oder-Spree Kanal.)
Abb. 6 Querschnitt.
8,0
Abb. 7 Ansicht.
Abb. 7-9 Finowschiff, bis zu 225 t.
Abb. 8 Grundriss.
40,2
Abb. 9 Querschn.
4,6
Ansichten u. Grundrisse
Querschnitte

Abb. 281.

Die allein von Preußen angewendeten Kosten für Neubau und Unterhaltung betrugen in den 23 Jahren von 1877—1900 für die Elbe etwa 47 Millionen Mark.

5. Die märkischen Wasserstraßen.

Das Gesamtnetz besteht aus den von Natur schiffbaren Strecken der Havel und Spree und einer Reihe künstlicher Schiffahrtswege, die entweder zur Verbindung mit der Oder und zur Abkürzung des Weges nach der Elbe oder als Seitenkanäle und zum Anschluß von Landseen an die vorhandenen Wasserläufe hergestellt sind.

Die geringsten Fahrwassertiefen betragen

für die untere Havel bei NW. . .	1,25 m
„ „ übrigen Havelstrecken . . .	1,50 „
„ „ Spree-Oderstraße	1,70 „.

Die Tragfähigkeit der Schiffe, vgl. Abb. 281, erreicht bei 1,0 m Tauchung je nach der Länge 110—300 t; letzteres gilt für die nach der Elbe verkehrenden Schiffe von 65 m Länge und 8,0 m Breite. Bei 1,60 m Tauchung steigt die Ladefähigkeit auf 200—570 t.

Die Fahrgeschwindigkeit der Dampfer auf den Kanälen darf in der Regel 7,5 km die Stunde oder 2,1 m die Sekunde nicht überschreiten. Auf erweiterten Strecken sind 12 km als obere Grenze zulässig. Das Schleppen erfolgt langsamer; Schiffsabgaben werden nur an einzelnen Schleusen erhoben.

Der Finowkanal, in welchem zur Zeit nur kleinere Schiffe verkehren können, wird zu einem Berlin und Stettin verbindenden Großschiffahrtswege ausgebaut werden, vgl. Abb. 282, und im II. Band, 2. Abschnitt IV die Abb. 101—109: ausgeführte Schiffszugversuche mit elektrischer Kraft.

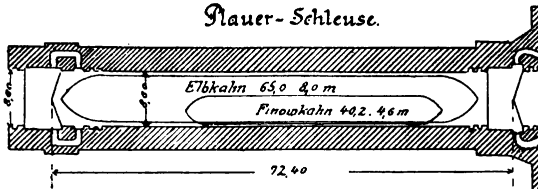
Die Oder-Spree-Wasserstraße ist von besonderer Bedeutung. Von altersher wird die Spree für die Schiffahrt benutzt; die früher hölzerne Berliner Stadtschleuse ist 1694 durch einen Massivbau ersetzt worden.

In Berlin ist die Spree kanalisiert. Zu Beginn der achtziger Jahre wurde bei Charlottenburg eine Wehranlage und eine zweite Schleuse für größere Schiffe erbaut. In den Jahren 1888—1893 ist vom Staat in Gemeinschaft mit der Stadt Berlin ein vollständiger Ausbau der Wasserstraßen innerhalb Berlin durchgeführt worden. Der Kostenaufwand erreichte 11 Millionen Mark.

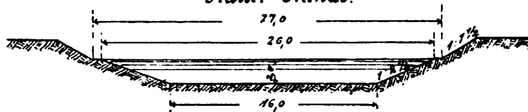
Sehr schwierig gestalteten sich die Verhältnisse am Mühlendamm bei Berlin. Im Interesse einer Erhaltung des alten, hernach

Märkische Wasserstrassen
Normalabmessungen der Schleusen u. Kanäle.

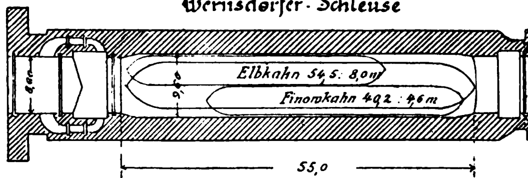
Plauer-Schleuse.



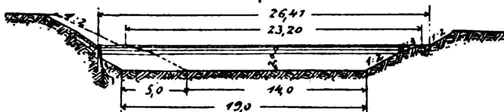
Plauer-Kanal.



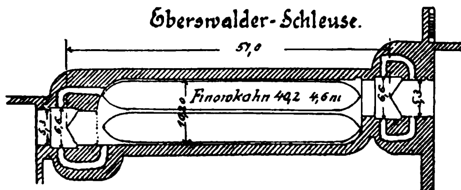
Weinsdorfer-Schleuse



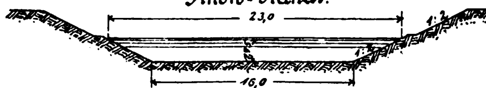
Oder-Spree Kanal.



Eberswalder-Schleuse.



Finow-Kanal.



Schleusen

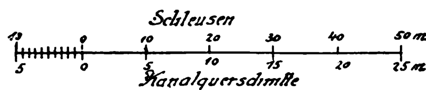


Abb. 282.



Abb. 283. Der Mühlendamm in Berlin, rechts die Schleuse.

erneuerten Mühlengebäudes ist der dort erbauten großen Schleuse eine Lage seitwärts am rechten Ufer der Spree gegeben; vgl. Abb. 283.

Es ist wahrscheinlich, daß hier nach der Mitte der Spree hin eine zweite Schleuse erbaut werden wird, da der Verkehr beständig wächst.

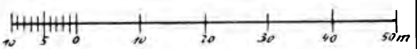
Die nutzbare Kammerlänge beträgt 110 m, die lichte Weite 9,6 m. Diese Schleuse zeichnet sich durch die Verwendung eiserner Tore mit gekreuzten Diagonalen aus, eine Bauweise, die hernach



Abb. 284. Der Schiffbauerdamm in Berlin.
(Kreuzung der Spree durch die Stadteisenbahn.)

Berliner Wasserstrassen.

Nutzbare Abmessungen der Schleusen.



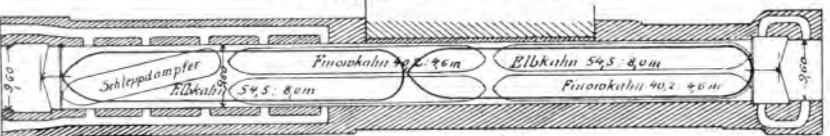


Abb. 1. Mühlendammschleuse

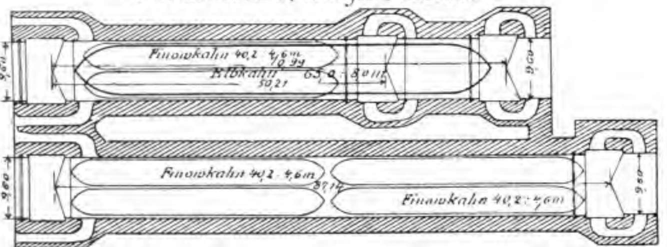


Abb. 2. Charlottenburger Schleuse.

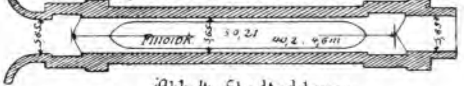


Abb. 3. Köpnicker Schleuse.
Eingangschleuse zum Luisenstädtischen Kanal.

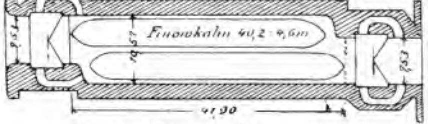


Abb. 4 Stadtschleuse und Schleusen des Landwehrkanals

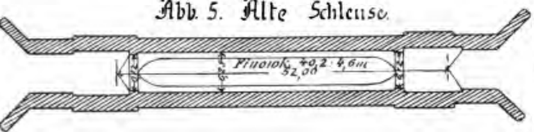


Abb. 5. Alte Schleuse.

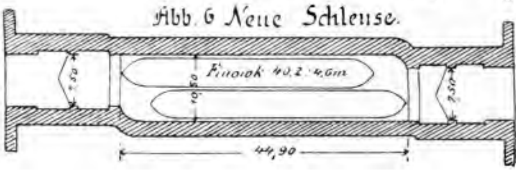


Abb. 6 Neue Schleuse.

Abb. 5 u. 6. Schleusen bei Plötzensee.

Abb. 285.

vielfach wieder verwendet wurde; vgl. Schleusenbau, Abb. 252 und 253, Band II. Derartige Tore sind besonders steif, sie werden nicht windschief. Die lichte Höhe unter den 70 in Berlin über die Spree führenden Brücken beträgt bei Normalwasser im allgemeinen nicht unter 4 m. Die Ufer der Spree dienen in Berlin auf großen Längen dem Lösch- und Ladeverkehr; vgl. Abb. 284. Außerdem sind in Berlin auch noch mehrere größere, alte und neue Häfen vorhanden.

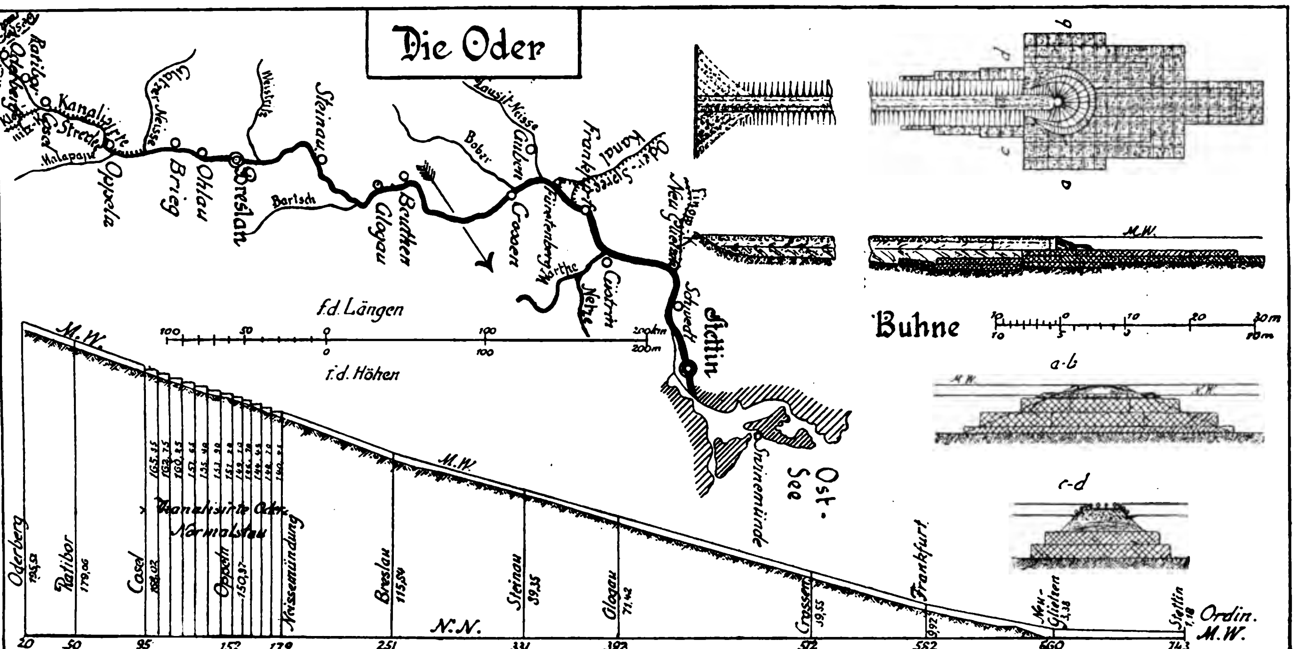
Der Oder-Spree-Kanal wurde in den Jahren 1887—1891 mit einem Kostenaufwande von 12,7 Millionen Mark hergestellt.



Abb. 286. Auf die Durchschleusung an der Wernsdorfer Schleuse wartende Schiffe.

Von Berlin aufwärts ist bis Köpenik die Spree und dann, mit Umgehung des häufig allzu wellenbewegten Müggelsees, die Dahme benutzt. Von da bis Gr. Tränke wurde ein besonderer neuer Kanal gegraben. Flußaufwärts ist die Spree benutzt, welche hier kanalisiert ist. Auf der Wasserscheide zur Oder verfolgt der Kanal die Linie des alten Friedrich-Wilhelm-Kanals, um dann, nach Fürstenberg abzweigend, zur Oder hinabzusteigen.

Die Wassertiefe beträgt 2,0 m. Der Kanal ist zunächst mit 14,0 m Sohlenbreite hergestellt, welche später auf 19,0 m vergrößert wurde. Dabei sind die Ufer unten steil gestaltet, mit hölzernem Uferbau versehen und darüber an der Böschung im Bereich des Wellenschlages mit Zementplatten abgedeckt. Die Schiffsabmessungen sind dieselben wie diejenigen auf der Strecke in Berlin, Abb. 285.



Die Oder
Oppeln
Brieg
Ohlau
Breslau
Steinau
Glogau
Beuthen
Crossen
Guben
Frankfurt
Cüstrin
Netze
Warthe
Bober
Bartsch
Weistritz
Glatzer Neisse
Lausitz Neisse
Oder-Spree-Kanal
Fürstenberg
Neu Glietzen
Schwedt
Stettin
Swinemünde
Ost-See
Kanalisirte Strecke
Ratibor
Oderberg
Cosel
Malapane
f. d. Längen
f. d. Höhen
Buhne
a-b
c-d
M.W.
N.N.
Ordin. M.W.
Kanalisirte Oder
Normalstau
Oderberg 195,52
Ratibor 179,06
Cosel 168,02
Oppeln 150,97
Neissemündung
Breslau 115,50
Steinau 39,35
Glogau 71,42
Crossen 39,55
Frankfurt
Neu-Glietzen 3,38
Stettin 1,18
20
50
95
152
179
251
331
393
512
582
660
743

Abb. 287.

Gegen 1900 hatte der Verkehr so zugenommen, daß die Schiffe oft in langen Reihen vor den Schleusen warten mußten; vgl. als Beispiel Abb. 286.

Der Bau zweiter Schleusen gelangte daher im Jahre 1903 am Oder-Spree-Kanal zur Ausführung. Die Füllung der Kammern erfolgt bei diesen neuen Anlagen mit Hebervorrichtung nach Hotopp.

6. Die Oder.

Der Oderstrom hat von seiner Quelle bis zur Mündung in das Pagenwasser bei Stettin eine Länge von 860 km. Als wichtige Zuflüsse auf der rechten Seite sind nur die Warthe und Bartsch hervorzuheben. Die linken Nebenflüsse haben für die Wasserführung der Oder weit größere Bedeutung; zu nennen sind die Hotzenplotz, Glatzer Neiße, Weißtritz, der Bober und die Lausitzer Neiße. Ihre Quellen liegen im Mittelgebirge. Wegen des steilen Abfalls dieser Gebirge nach dem Odertal zu und des Mangels an ausgedehnten Seen und Sümpfen, die als Sammelbecken dienen könnten, führen jene Flüsse ihre Wassermassen schnell dem Hauptfluß zu und übertragen ihren Gebirgscharakter auf diesen.

Das Gefälle beträgt an der österreichischen Grenze etwa 1:2700, bei Cüstrin 1:3800, oberhalb Hohensaathen 1:5150, oberhalb Schwedt 1:15700 und bei Stettin nur 1:100000. Auf der unteren Strecke wechselt das Gefälle zeitlich nach den Wasserständen im Haff, welche durch die Windrichtung beeinflußt sind.

Unterhalb der Glatzer Neiße beträgt die Wasserführung bei M. N. W. 40 cbm die Sekunde, bei M. W. 160, bei H. H. W. (höchstem Hochwasser) 1370 cbm. Unterhalb der Warthe führt das mittlere Niedrigwasser 215, das höchste Hochwasser 3600 cbm.

Die ersten Regulierungsarbeiten im Interesse der Schiffahrt sind zu Beginn des XIX. Jahrhunderts ausgeführt. Im Jahre 1848 wurde eine Wassertiefe, bei gewöhnlichem Niedrigwasser, von 0,62 m oberhalb und 0,93 m unterhalb Breslaus erstrebt. Nach Einrichtung der Oderstrombauverwaltung im Jahre 1874 konnten dem planmäßigen Ausbau der Oder größere Mittel zugewendet werden. Bis zur Glatzer Neiße ließ sich durch Regulierung eine hinreichende Wassertiefe erreichen. Nur bei Breslau wurde der Bau einer Schleuse in einem besonders angelegten Umgehungskanal erforderlich, da die hier geteilte Oder tiefer gehenden Schiffen keine hinreichende Wassertiefe zu bieten vermochte. Diese Kanalstrecke wird als Großschiffahrtsweg bezeichnet; sie liegt hinter dem Oderdeich und wird daher an ihrem oberen Ende bei Hochwasser durch ein Fluttor abgeschlossen.

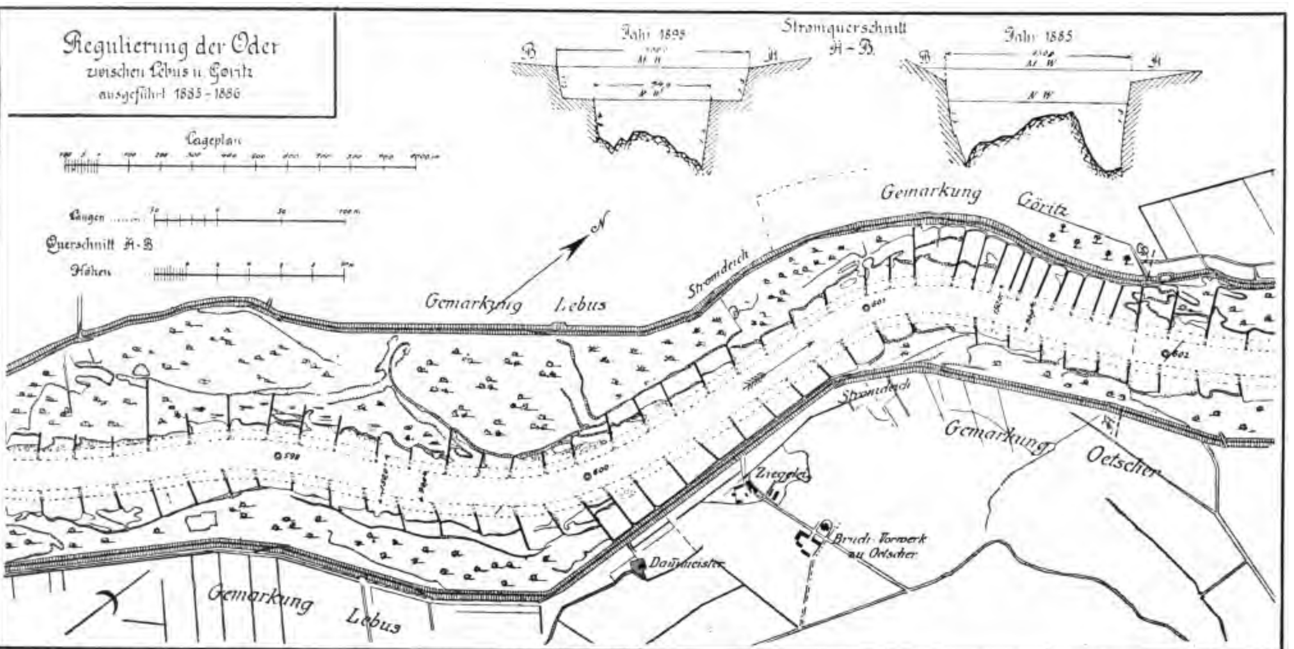

Regulierung der Oder
zwischen Lebus u. Göritz
ausgeführt 1885 - 1886
Lageplan
Längen
Querschnitt A-B
Höhen
Stromquerschnitt
A - B.
Jahr 1895
Jahr 1885
B
A
M. W.
N. W.
N
Gemarkung Lebus
Stromdeich
Gemarkung Göritz
Stromdeich
Gemarkung Oetscher
Ziegelei
Bruch-Vorwerk
zu Oetscher
Dammeister
Gemarkung Lebus

Abb. 288.

Im übrigen ist bis an die Glatzer Neiße durch Regulierung eine Wassertiefe von 1,0 m bei gemitteltem niedrigsten Wasserstande erreicht, welcher aus den niedrigsten Jahreswasserständen der sechs wasserärmsten Jahren der Zeitperiode von 1889—1899 gebildet ist; vgl. Abb. 287.

Die Normalbreiten für Mittelwasser, im Wasserspiegel zwischen den Buhnenköpfen gemessen, sind bei Breslau auf 83 m, oberhalb der Bobermündung auf 120 m, oberhalb der Warthe auf 150 und unterhalb derselben auf 188 m festgesetzt.

Die Einschränkung des Stromes erfolgte zunächst fast ausschließlich durch Buhnen, deren Steigung stromaufwärts 75° beträgt.



Abb. 289. Kloster Lebus an der Oder.

Dieselben sind aus Faschinenpackwerk gebildet. Zwischen den Hauptbuhnen sind leichtere Buhnenbauten, sogenannte Schlickfänge hergestellt. Um das Fahrwasser noch weiter zu vertiefen, sind nachträglich mancherorts ergänzende Einschränkungswerke, sogenannte Vorlagen aus Faschinenpackwerk mit Steinbelastung ausgeführt. Die Befestigung dieser Werke erfolgte durch niedrig gehaltene Weiden; vgl. die Abb. 288 und 289.

Kanalisierung der oberen Oder.

Durch Gesetz vom 6. Juni 1888 sind 21,5 Millionen Mark für die Kanalisierung der oberen Oder von der Neißemündung bis Cosel, ferner für die Erbauung großer Schleusen bei Brieg und Ohlau, zur Ausführung des Großschiffahrtsweges bei Breslau und zur Anlage

eines Umschlaghafens bei Cosel bewilligt worden. Diese Arbeiten wurden 1891 begonnen und 1897 vollendet. Zwölf Staustufen sind angelegt von 1,75—2,6 m Gefälle und mit Haltungen von 4,3—8,5 km Länge. Die Schleusen haben nutzbare Längen von 55 m, eine in den Toren und der Kammer gleiche Weite von 9,6 m und bei kleinstem gestauten Wasser eine Wassertiefe von 2,0 m erhalten.

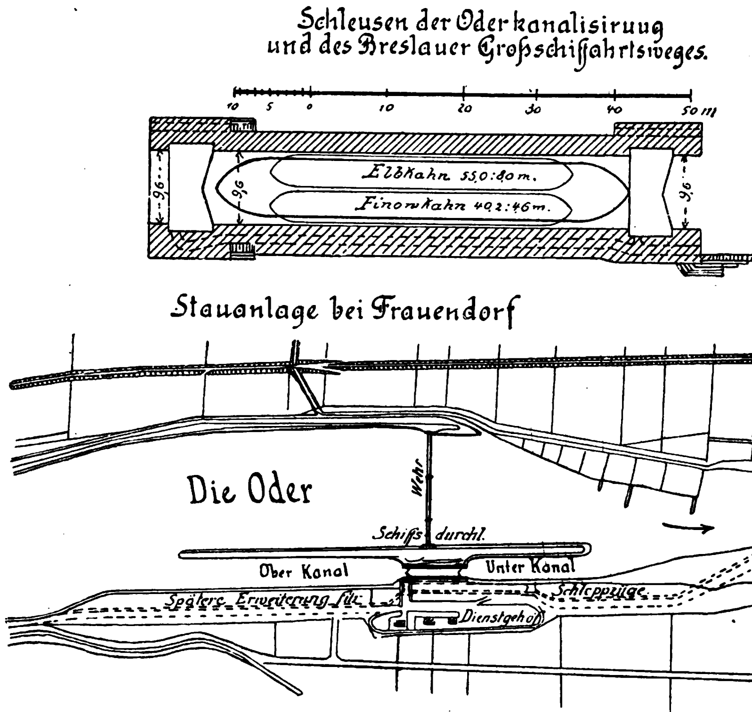


Abb. 290.

Abb. 290 und 291 zeigen die Lage der Schleusen und Wehre. Lange Dämme ermöglichen vor und hinter der Schleuse den Schiffen eine ruhige An- und Abfahrt.

Abb. 175, Band II, 3. Abschnitt (Wehrbau), zeigt die Gründungsarbeiten des Nadelwehres bei Oppeln.

Häfen: Die Strombauverwaltung übernimmt grundsätzlich nur die Fürsorge für Winter- und Sicherheitshäfen. Die Herstellung von Umschlagsanlagen bleibt den Gemeinden überlassen. Der fiskalische Umschlagshafen in Kosel bildet eine Ausnahme, da er am Ende der

ausgebauten Strecke nicht in erster Linie der Gemeinde Cosel dient; vgl. Abb. 292.

Daselbst sind rechts Kipper vorhanden, durch welche Schiffe mit der Kohle Oberschlesiens beladen werden. Es bestanden 1902 an der Oder von Cosel bis Nipperwiese 115 Umschlagsplätze und 10 ausgebaute Häfen.

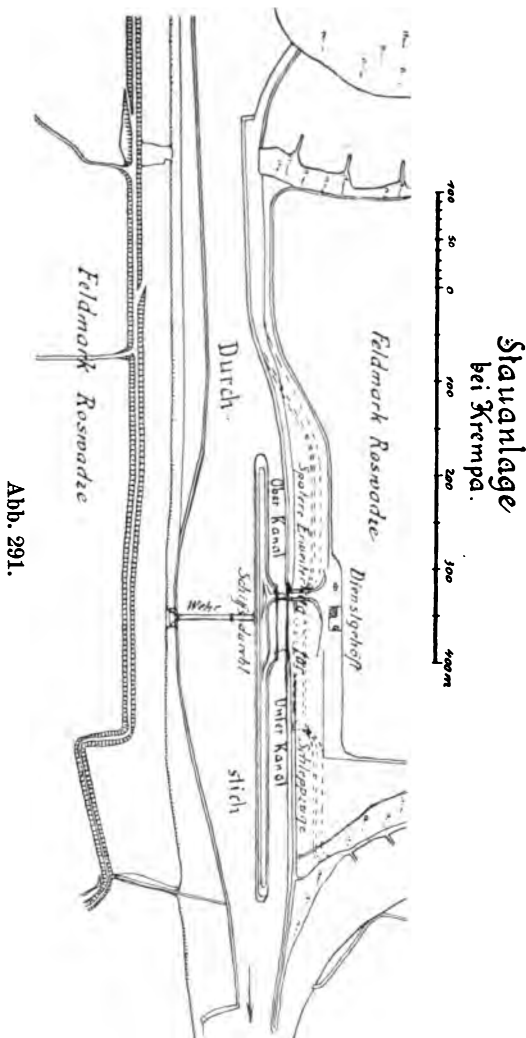


Abb. 291.

Insbesondere ist auch auf den neuen großen Hafen von Breslau[1]) zu verweisen.

7. Die Warthe und die Oder-Weichsel-Wasserstraßen.

Die Warthe hat eine Gesamtlänge von 762 km; ihre Schiffbarkeit beginnt bei der russischen Kreisstadt Konin, 400 km oberhalb der Mündung. Als Großschiffahrtsweg hat der Fluß von Posen ab Bedeutung. Bei Posen führt der Fluß bei mittlerem Niedrigwasser 21 cbm, bei Mittelwasser 72 und bei höchstem Hochwasser 1660 cbm. Das Gefälle der Warthe beträgt an der Grenze 1:5560, oberhalb der Mündung bei Cüstrin 1:9110.

1) Vgl. die Denkschrift: „Hafenanlagen zu Breslau“, herausgegeben vom Magistrat Breslaus; 1901, Preis 20 Mark. Verlag: C. T. Wiskott, Kunstanstalt Breslau.



Abb. 292. Hafen bei Cosel mit Kohlenkippern.

Die Netze, welche sich bei Landsberg in die Warthe ergießt, führt nach Aufnahme der Drage bei mittlerem Niedrigwasser 54 cbm, bei Mittelwasser 92 und bei mittlerem Hochwasser 177 cbm/Sek. Das Verhältnis des Niedrigwassers zum Hochwasser ist also ein für die Schiffahrt überaus günstiges. Auch das mittlere Gefälle 1 : 4000 im mittleren und unteren Lauf ist nicht zu groß. Die große Menge des Niedrigwassers im Vergleich zum Hochwasser wird durch ein geringes Gefälle der Netze und ihrer Zuflüsse in deren Oberlauf bedingt; dasselbe beträgt bei der Netze nur 1 : 22000. Der Fluß führt daher den Namen die träge Netze. Bis Nakel ist die Netze durch Regulierung mit Einfügung einzelner Schleusen schiffbar gemacht, die so gelegt sind, wie das für eine später eventuell durchzuführende vollständige Kanalisierung erforderlich sein wird. Erreicht ist eine Schiffahrtsrinne von 24 m Sohlbreite und von 2 m Tiefe bei vierfacher Anlage der Böschungen. Die Schleusen entsprechen den Abmessungen der Kähne des Oder-Spree-Kanals. Durch die Wehre ist auch eine Überstauung und Befruchtung der angrenzenden ausgedehnten Wiesen erstrebt. Ferner ist die Wasserstraße infolge Ausführung von Durchstichen abgekürzt.

Der Bromberger Kanal stellt von Nakel ab die Verbindung der Oder durch Warthe und Netze mit der Weichsel unter Vermittelung der dort kanalisierten Brahe her. Der Verkehr bedient sich da der Finow-Kanalkähne von 40,2 m Länge und 4,6 m Breite. Wegen der geringen Breitenabmessung sind auf dieser Wasserstraße und der Brahe auch Hinterraddampfer verwendet.

8. Die Weichsel.

Die Länge des Laufes von den Beskiden, dem nördlichen Abhange der Karpathen, bis zur See beträgt 1068 km, wovon 222 km auf Preußen kommen. Die Weichsel ist von oberhalb Warschau ab schiffbar. Durch den Bug und den Bug-Dnjepr-Kanal ist sie mit dem schiffbaren Nebenfluß des Dnjepr, dem Prebet, verbunden.

Oberhalb der Nogatabzweigung führt die Weichsel bei N. W. 450, bei M. W. 1120 und bei H. H. W. 10500 cbm sekundliche Wassermenge. Das mittlere Gefälle beträgt auf der preußischen Strecke 1:5750.

Durch Regulierungsarbeiten (vgl. Abb. 293, S. 305) ist die Schiffbarkeit der Weichsel in der Mitte der siebziger Jahre bedeutend erhöht. Durch Sperrwerke sind Nebenarme abgebaut, welche schon gegen Ende jenes Jahrzehntes meist verlandet waren. Im übrigen gelangten zur Einschränkung des Mittellaufes Buhnen und Parallelwerke zur Anwendung.

Eine neue Regulierung wurde in den Jahren 1879—1892 ausgeführt. Im oberen Teil der preußischen Strecke wird bei kleinen Wasserständen 1,67 m und unterhalb 1,93 m Wassertiefe erstrebt. Die Normalbreite des Mittellaufes nimmt da von 300 auf 375 m in der ungeteilten Weichsel zu. Nach der Teilung zeigt die Weichsel 250, die Nogat 125 m Breite.

Die aufgewendeten Kosten betrugen von 1835—1892 etwa 34 Millionen Mark, wozu noch 7 Millionen Mark Kosten hinzutreten, welche die Hochwässer 1886, 88 und 89 veranlaßt haben. Von 1893—1900 sind 6 Millionen für Neubauten, 1,4 Millionen für Wiederherstellung der durch Eisgang zerstörten Stromwerke und 13,6 Millionen für Unterhaltungsarbeiten, mithin seit 1835 im ganzen etwa 62 Millionen Mark verwendet.

Die größeren Weichselkähne hatten bis 1902 eine Länge von 50 m, eine Breite von 5,6 m und einen Tiefgang von 1,47 m bei 150 t Ladefähigkeit; vgl. Abb. 294, S. 307. Außerdem verkehren auf der unteren Strecke auch Haffkähne und Dampfer bis zu 2,0 m Tauchung. Die Holzflöße (Traften) sind 150 m lang und 18,8 m breit; sie tauchen, wenn sie mit andern Gütern noch beladen werden, 0,8 m tief.

Die Weichselmündung ist von ganz besonderem Interesse. Im Jahre 1853 wurde die alte Abmündung zur Nogat abgedämmt, und der Nogat durch den neugegrabenen Weichsel-Nogat-Kanal ein neuer Oberlauf geschaffen. Dadurch ist nun die zur Nogat abfließende Wassermenge begrenzt. Diese Maßnahme war

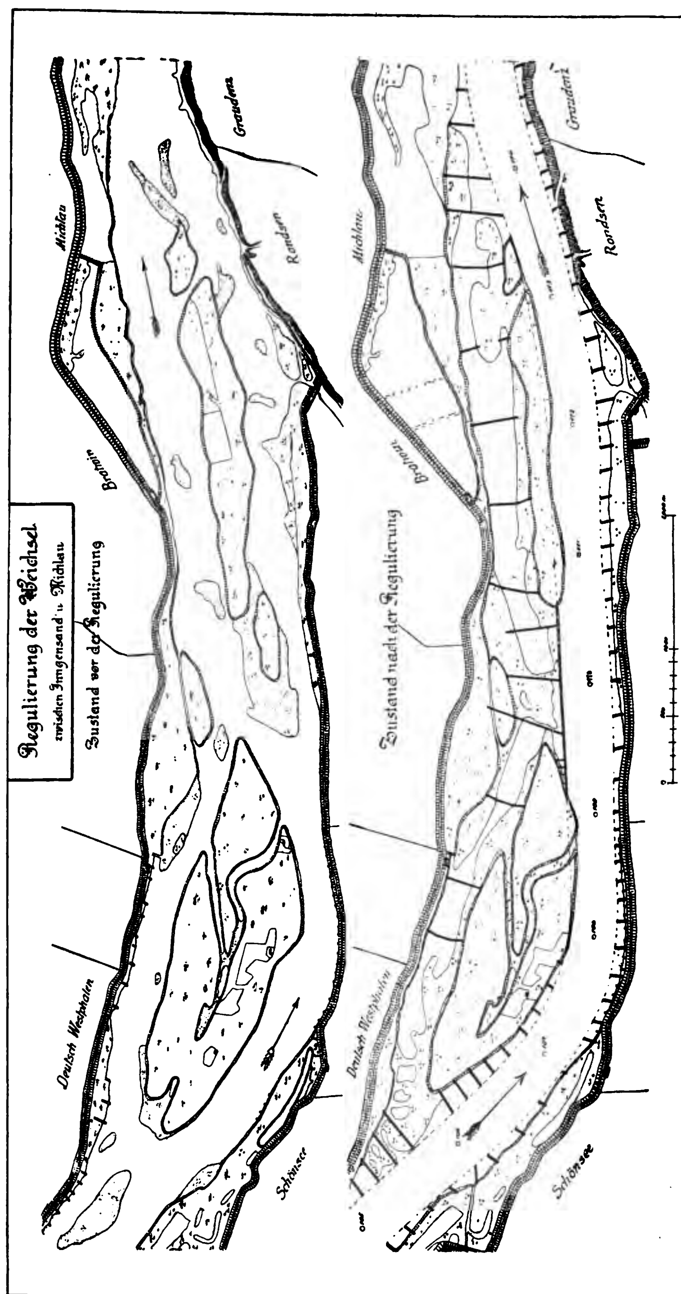

Regulierung der Weichsel
zwischen Jmgensand u. Michlau
Zustand vor der Regulierung
Zustand nach der Regulierung
Michlau
Graudenz
Rondsen
Deutsch Westphalen
Schönsee

Abb. 293.

nötig, weil der Strom die Neigung zeigte, die Nogat als Hauptstrom auszubilden.

Wegen geringer Breite der Nogat, zwischen den Deichen gemessen, sowie wegen ihrer Mündung in das Frische Haff, welches noch eine Eisdecke trägt, wenn im Fluß bereits der Eisabgang eintritt, wäre die Nogat zur Abführung von Hochwasser und Eis aber nicht geeignet.

Der Weichseldurchbruch bei Neufähr, Abb. 295.

Der westliche Weichsellauf unterhalb der Nogatabzweigung bei Pieckel führt den Namen die Geteilte Weichsel. Diese entsandte früher nach Osten die Elbinger Weichsel, wandte sich aber im Hauptarm nach Westen und mündete bis zum Jahre 1840 bei Neufahrwasser. Dabei näherte sie sich bei Neufähr bis auf 1,5 km dem Ostseestrande und brach dann in der Nacht vom 31. Januar bis zum 1. Februar 1840 zur Ostsee durch;[1]) sie war durch eine Eisstopfung zu besonderer Höhe angestaut. Zudem lag hinter der trennenden Düne eine Vertiefung. In der bezeichneten Veröffentlichung von Liebau wird an 15 Darstellungen von dem Jahre 1840 bis 1888 fortschreitend die Umbildung erläutert, welche an der Mündungsstelle erfolgt ist. Es sind da am Austritt zunächst starke Abspülungen und hinterdrein weit in See hinausreichende Auflandungen und Inselbildungen erfolgt. Durch Leitwerke mußte die Mündung fortlaufend vor Versandung bewahrt werden. Diese Mündung bietet den Schiffen kein brauchbares Fahrwasser. Es war anzunehmen, daß der bisherige Lauf der Weichsel nach Danzig zu „namentlich nahe der Durchbruchsstelle" verlanden würde. Daher gelangte schon im Sommer 1840 ein diesen Arm, genannt die Danziger Weichsel, mit der Weichsel oberhalb der Durchbruchsstelle verbindender Schiffahrtskanal zur Ausführung, an dessen oberem Ende bei Einlage zwei Schleusen erbaut wurden. Erst im Jahre 1876 ist die Danziger Weichsel nahe der neuen Abmündung bei Neufähr durch ein Sperrwerk von 825 m Länge und 5 m Höhe, welches zugleich für den neuen Lauf ein Parallelwerk bildet, abgebaut; vgl. Abb. 1 der Veröffentlichung von Liebau.

---

1) Vgl. Liebau: Der Dünendurchbruch der Weichsel bei Neufähr 1840. Zeitschr. für Bauw. 1892, Sonderabdruck, Preis 3 Mark. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. Ferner Krause: Der Dünenbau auf den Ostseeküsten Westpreußens. Düneninspektor Krause war am Morgen nach dem nächtlichen Durchbruch zur Stelle. Verlag: Karl Reimarus, Berlin, 1850.

2) Vgl. Müller: Die Regulierung der Weichselmündung. Zentralbb. d. Bauverw. 1895, S. 133. Siehe S. 308.

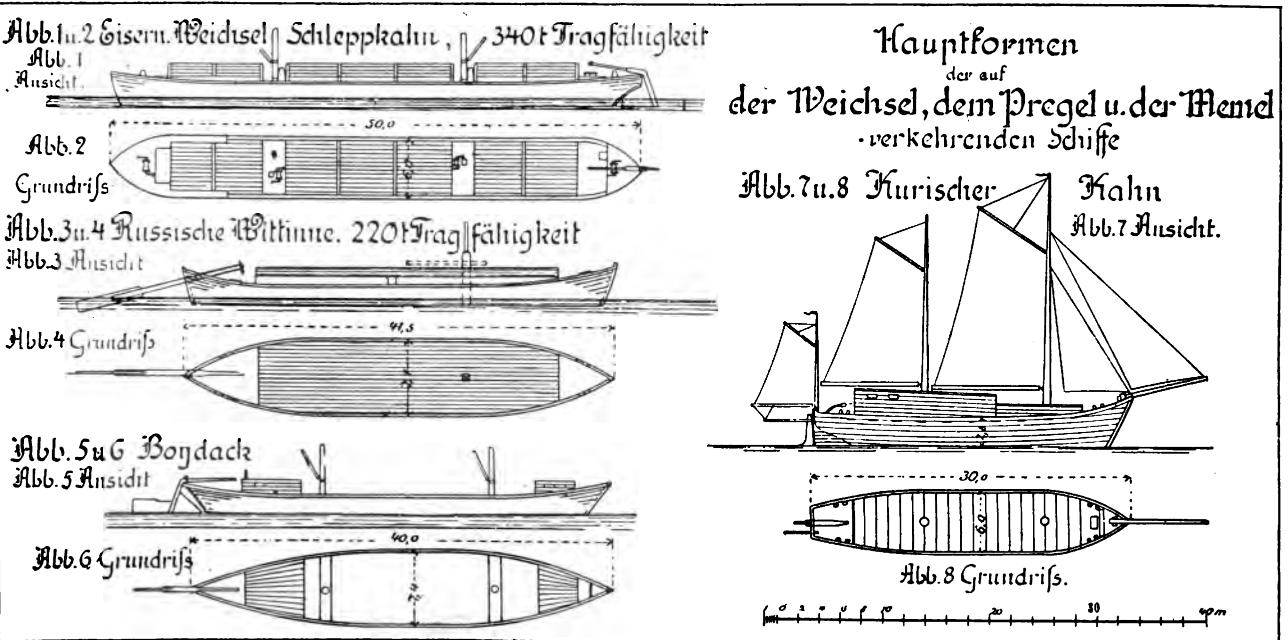

Hauptformen
der auf
der Weichsel, dem Pregel u. der Memel
verkehrenden Schiffe
Abb. 1 u. 2 Eisern. Weichsel Schleppkahn, 340 t Tragfähigkeit
Abb. 1
Ansicht.
Abb. 2
Grundriß
50,0
Abb. 3 u. 4 Russische Wittinne. 220 t Tragfähigkeit
Abb. 3 Ansicht
Abb. 4 Grundriß
41,5
Abb. 5 u. 6 Boydack
Abb. 5 Ansicht
Abb. 6 Grundriß
40,0
Abb. 7 u. 8 Kurischer Kahn
Abb. 7 Ansicht.
Abb. 8 Grundriß.
30,0
6,0
0 2 4 6 8 10 20 30 40 m

Abb. 294.

Der Weichselmündungdurchstich bei Siedlersfähre.

Schon im Jahre 1806 hat der preußische Oberlandesbaudirektor Eytelwein die Ausführung eines Weichseldurchstiches bei Siedlersfähre angeregt; 1819 folgten Entwürfe von Cochius und Hartmann. Es galt den Wasserstand in der unteren Weichsel zu senken und den Eisabgang zu erleichtern, da das Gelände am Unterlauf der Weichsel vielfachen Überschwemmungen ausgesetzt war. Nunmehr kann auf eine Hochwasser- und Eisabführung durch die Nogat ganz verzichtet werden, Abb. 295. Siehe Fußnote 2 S. 306.

Die erreichte Abkürzung des Laufes beträgt 10 km gegenüber der im Jahre 1840 entstandenen Mündungsstrecke bei Neufähr. Der neue Lauf von Siedlersfähre bis unweit Schiewenhorst beträgt 7,1 km. Er liegt in gerader Verlängerung der dort fast genau nach Norden fließenden Weichsel und gestattet daher einen glatten Abgang des Eises. Die Linienführung ist im übrigen so gewählt, daß die neue Flußstrecke über niedriges Land führt, so daß die Ausgaben für Erdaushub sich tunlichst gering gestalteten. Die Breite des Mittellaufes im Durchstich beginnt an der Weichsel mit 250 m, da der Mittellauf der Weichsel dort diese Breite besitzt. 2 km unterhalb beginnt sich die Breite zu vergrößern, bis sie an den Dünen 400 m erreicht und zwar 800 m von der Ostsee entfernt. Die Notwendigkeit dieser Verbreiterung ergab sich aus dem Umstande, daß die Vorländer gegen die See hin verhältnismäßig hoch liegen, so daß die Wassertiefe bei Hochwasser und daher die Wasserführung über sie hinweg sich flußabwärts verringert. Es war nicht statthaft, das Vorland dort tiefer zu legen als N. N. + 1,00 m, damit dasselbe unter normalen Verhältnissen von der See her nicht überstaut wird, eine Forderung, die im Interesse der Erhaltung der auf den Vorländern nötigen gesunden Grasnarbe zu stellen war. Das Hochwasserprofil zwischen den beiden Deichen ist zu 900 m bemessen.

Die zu erwartende Absenkung des höchsten Hochwasserstandes der Weichsel beträgt oberhalb des Durchstiches 1,5 m.

Die berechnete Hochwassergeschwindigkeit sollte im alten Stromlauf 2,92 m die Sekunde betragen und im Durchstich auf 3,29 m steigen. Diesen Berechnungen ist eine Hochwasserführung von 7000 cbm zugrunde gelegt. Nach Ausführung des Durchstiches ergab sich im alten Weichsellauf oberhalb des Durchstiches eine etwas größere Geschwindigkeit als 2,92 m die Sekunde.

Auf der ganzen Länge des Durchstiches ist dessen Mittellauf bis auf 2,00 m Tiefe unter künftigem Mittelwasser ausgehoben. Die

Die Weichselmündungen
N.
Danzig
Neufahrwasser
Weichselmünde
Plehnendorf
Neufähr
Tode W.
Danziger W.
Mottlau
Danziger Werder
Dirschau
Subkau
Meewe
Weichsel
Pieckel
Mont. Sp.
Gr. Montau
Grosser
Marienburger Werder
Getheilte Weichsel
Siedersfähre
Schiewenhorst
Neue Mündung
Einlage
Rothebude
Weichsel-Haff-Kanal
Elbinger Weichsel
Neuteich
Schwente
Tiegenhof
Tiegenort
Marienburg
Nogat
nach Königsberg
Zeier
Kraffohl Kanal
Elbing
Frisches Haff
Frische Nehrung
Ost-
See
von
10 5 0 10 20 km
Schleusenanlage bei Einlage.
Danziger Weichsel
Schiffsschl.
Flossschl.
Beamten Wohnh.
Hafen.
Slip
Durchstich
Erweiterung des Stromschlauch.
218,5
250
100 0 100 200 300 400 500 m

Abb. 295.

Sohle erhielt ein Gefälle 1 : 10000. Es blieb dem Strom überlassen, sein Bett weiter zu vertiefen. Nur dort, wo der Boden aus zu festem Material, aus Ton, bestand, ist außerdem ein Leitgraben von 50 m Breite ausgehoben, und zwar bis 4 m unter künftigem Mittelwasserspiegel. Der Leitgraben hatte eine Länge von 1400 m und zielte in seiner Richtung auf eine Einsattelung der Dünenkette hin, welche nur 9 m über N. N. sich erhob, während nebenliegende Hügel bis 21 m über N. N. ansteigen.



Abb. 296. Uferdeckwerk am Mittellauf des Weichsel-Durchstiches. Konkaves linkes Ufer.[1])

Die Ufer des Mittellaufes sind bis an die Düne hin überall durch Deckwerk befestigt.

Abb. 296 zeigt Pflaster zwischen Pfahlreihen, am linken hohlen Ufer verwendet. Das ist aber nur der obere Teil des Deckwerks über Niedrigwasser. Die Steine sind 40 cm stark und ruhen auf 40 cm Schotterschüttung; Neigung 1 : 4. Unter Niedrigwasser ist die Böschung durch treppenförmig verlegte Sinkstücke mit Steinschüttung gebildet, unten in Neigung 1 : 5, oben in Niedrigwasser-

1) Abb. 296—299 bringen Aufnahmen der photogr. Anstalt B. Th. Kuhn, Danzig.

höhe 1:3. Ferner greifen Sinkstücke noch 10 m, bei sandigem Boden noch 25 m weit vor, die zukünftige Sohle dort deckend. Der Schutz geht bis 1 m unter die Höhe der zu erwartenden Tiefe des Mittellaufes hinab.

Abb. 297 zeigt den Anschluß jenes 25 m breiten Sohlenschutzes am linken Ufer des Mittellaufes, und zwar auf gerader Strecke, bestehend aus Steinschüttung auf sinkstückartigem Buschbau.

Das rechte Ufer ist in einer billigeren Weise gedeckt. Hier ist unten auch sinkstückartiges Packwerk mit Steinschüttung, wie



Abb. 297. Herstellung von Packwerk als Sohlenschutz vor dem gepflasterten Ufer im Weichsel-Durchstich.

Abb. 297 zeigt, benutzt, oben aber Rauhwehr verwendet wie Abb. 298 darstellt. Der Schutz durfte hier, als am konvexen Ufer befindlich, leichter gehalten werden, auch befinden sich da nahe am Ufer keine Bauwerke wie drüben am linken Ufer.

Ein dauerhafter Ausbau der Ufer des Durchstiches war deshalb sehr wichtig, weil sich nur einmal bei Herstellung desselben diese Arbeiten im Trockenen ausführen ließen. Später bleibt die Sohle und der untere Teil der Böschungen für immer unter Wasser.

Die Erdarbeit kostete für den cbm 72 Pfennige, ein verhältnismäßig niedriger Preis, beeinflußt durch den Umstand, daß die Unternehmer vom Bau des Nordostseekanals her gutes Baggergerät besaßen.

Nach Vollendung aller Arbeiten war der Durchstich oberhalb gegen die Weichsel noch durch einen Damm und gegen die See nahe seinem unteren Ende durch die Düne abgeschlossen. Am 6. November 1894 ist nun zunächst am oberen Ende der Damm zwischen Durchstich und Weichsel bei niedrigem Weichselstande entfernt worden. Im Winter und Frühjahr 1895 füllte sich mit wachsendem Weichselstande der Durchstich von oben her langsam mit Wasser. Ein Durchstich der Düne sollte erst zum Schluß er-



Abb. 298. Rauwehr-Deckung als Uferschutz am Abschlußdamm bei Siedlersfähre.

folgen, und zwar nach Abgang des Frühjahreises, damit für diesen in der Weichsel noch die ungeteilte Kraft des Stromes zur Verfügung stand. Der Durchbruch des letzten Hemmnisses, der Düne, mußte aber immerhin auch bei Hochwasser geschehen, um sofort eine kräftige Spülung daselbst zu bewirken. So erfolgte die Durchstechung der Düne unmittelbar nach Abgang des Weichseleises bei Hochwasser am Nachmittag des 31. März 1895. Im Dünensande wurde ein 1 m breiter Graben ausgehoben. Abb. 299, S. 313, zeigt den nun erfolgenden Durchbruch, 30 Minuten nach dieser Durchstechung der Düne.



Abb. 299. Weichseldurchstich bei Schiewenhorst; 30 Minuten nach Durchstechung der Düne am 31. März 1895.

Bis zum nächsten Morgen zeigte sich die Öffnung schon auf 300 m Breite vergrößert; der Strom hatte zwei Millionen cbm Sandboden in jenen 16 Stunden fortgespült.

Die Kosten der Ausführung des Weichseldurchstiches betrugen im ganzen etwa 20 Millionen Mark.

Es sei noch die große Schleusenanlage bei Einlage erwähnt, welche hinfort dem Schiffsverkehr nach dem alten westlichen Weichsellauf dient. Dieser mußte sogleich oberhalb abgebaut werden, um ihn vor Verlandung zu schützen. Weiter erfolgte die Ausführung jenes Sperrwerkes noch in demselbem Jahre, um schon für die Eisabführung des nächsten Frühjahres die ganze ungeteilte Kraft des Stromes im Durchstich verfügbar zu haben.

9. Der Pregel und der Königsberger Seekanal.

Der Pregel entsteht durch Vereinigung von Angerapp und Inster nahe der russischen Grenze. Die Inster ist weder schiff- noch flößbar; erst der nächstgrößere Zufluß, die Alle, ist schiffbar. Oberhalb derselben zeigt der regulierte Pregel bei kleinen Wasserständen mindestens Tiefen von 0,9—1,0 m, unterhalb der Alle von 1,50 m. Von der Stromspaltung abwärts wird für den neuen Pregel mindestens eine Tiefe von 1,5 m bei Niedrigwasser und von 2,1 m bei Mittelwasser erstrebt. Nahe deren Mündung in das Frische Haff bei Königsberg vereinigen sich beide Arme wieder. Durch den Deimefluß, den großen Friedrichsgraben und den Seckenburger Kanal sind der Pregel und weiter das Frische Haff mit dem Kurischen Haff, sowie mit Gilge und Memel verbunden.

Königsberger Seekanal.

Trotz bedeutender Baggerungen konnte früher durch das Frische Haff von Pillau bis Königsberg nur eine Schiffahrtsrinne bis 4,0 m Tiefe erreicht werden, denn Strömungen und Wellengang führten wieder fortgesetzt Boden aus dem Haff in die ausgebaggerte Rinne hinein. Im Jahre 1879 schrieb daher die Königsberger Kaufmannschaft einen Wettbewerk zur Gewinnung geeigneter Entwürfe für Herstellung eines tieferen Kanals aus. Der derzeitige Hafenbauinspektor in Pillau, der spätere Geheime Baurat Natus, erhielt den Preis.

Die Bauausführung begann 1889. Die zur Verfügung stehende Bausumme betrug 12,3 Millionen Mark. Die durchschnittlichen Kosten für 1 km Kanal stellten sich auf 300000 Mark; 1 lfd. m des Kanaldammes kostete 80—85 Mark. Zunächst wurde versucht die



Abb. 300. Damm des Königsberger Seekanals im Winter.

Rinne, welche ausgebaggert werden sollte, durch einen Buschdamm zu schützen. Die angreifenden Kräfte von Wellengang und Eis waren aber zu bedeutend; die Bauten mußten stärker hergestellt werden. Es sind alsdann zwei Reihen Pfähle geschlagen und dazwischen Steine gepackt; vgl. Abb. 300. Nunmehr konnte mit dem Bodenaushub der Rinne begonnen werden. Der gewonnene Boden ist zu beiden Seiten dieses Steindammes bis Mittelwasserhöhe geschüttet und liegt auf der Kanalseite in steiler Böschung, außerhalb aber, nach dem Haff zu, in breiter Masse mit einer nach außen sehr flachen Böschung. Die Krone dieses Erddammes, welche sich außen an den zuerst hergestellten Damm anlehnt, hat 10 m Breite. Die Befestigung der Erdböschungen geschah innen im Kanal unter Wasser durch Rohr und Binsen; vgl. Abb. 301. Außen ist der Erddamm nach dem Haff zu



Abb. 301. Rohrpflanzung von Flößen aus am Königsberger Seekanal.

unter Wasser auch so befestigt. Über dem Wasser folgt ein Schilfstreifen und höher hinauf Weidenbepflanzung. Die Krone wurde mit Erlen besetzt, deren schon ziemlich hohe Kronen die Kanallinie weithin erkennen lassen. So ist der Damm gegen die Wirkung des Wellenschlages dauernd gesichert. Die Kanallänge beträgt 33 km. Die ebenfalls vertiefte Pregelstrecke aufwärts bis Königsberg hat 7,5 km Länge. Die Wassertiefe mißt bei Mittelwasser 6,5 m. Die Sohlbreite ist auf 30 m, in Krümmungen auf 40 m festgesetzt. Die Böschungen wurden unter Wasser, wo im Kanal der Wellenschlag nicht mehr angreifend wirkt, im Sandboden 1 : 2,50, im Schlickboden 1 : 5 anlegt. Dann folgen zu beiden Seiten flache Streifen von 46 m



Abb. 302. Überschwemmung der Memelniederung bei Tilsit.

Breite, so daß sich eine Spiegelbreite von 144,5 m ergibt. Die tiefe Rinne ist zu ihren Seiten durch schwimmende Tonnen bezeichnet; die Schiffe beleuchten nachts diese Tonnen durch ihre Scheinwerfer. An besonderen Punkten brennen Gasfeuer.

Im Zusammenhang mit dem Ausbau dieses Schiffahrtsweges erfolgte der Neubau der großen Königsberger Hafenanlagen, welcher einen Kostenaufwand von 6,5 Millionen Mark veranlaßt hat.

10. Die Memel.

Die Memel fließt auf 112 km Länge durch preußisches Gebiet; sie spaltet sich unterhalb in die beiden Hauptarme Gilge und Ruß, aus welcher wieder die Atmath abzweigt, die nach 12,5 km langem Lauf in das Kurische Haff mündet. Die einzelnen Arme teilen sich noch weiter; sie sind meist stark versandet.

Die Wassermenge des ungeteilten Flusses beträgt bei N. W. etwa 250, bei M. W. 580 und bei H. H. W. etwa 6000 cbm die Sekunde. Durch Regulierung ist im ungeteilten Strom bei Niedrigwasser eine Wassertiefe von mindestens 1,40 m erreicht. Für den Rußstrom liegen die Verhältnisse etwas ungünstiger. Seit 1853 sind bis 1900 im ganzen für die Memel und ihre Mündungsarme Aufwendungen bis zum Betrage von 15 Millionen Mark gemacht.

11. Der Oberländer Kanal.

Die Verbindung der oberländischen Seen abwärts nach Elbing ist durch ihre zur Überwindung starken Gefälles benutzten geneigten Ebenen von besonderem Interesse. Diese sind im 4. Abschnitt, Band II, Abb. 291—296, dargestellt.

C. Der Kaiser Wilhelm- oder Nordostsee-Kanal.[1]

Der Kanal ist in den Jahren 1887—1895 mit einem Kostenaufwande von 156 Millionen Mark hergestellt. Die Erhaltungs- und Betriebskosten sind im Entwurf auf 1800000 Mark veranschlagt. Zu den Gesamtkosten hat Preußen eine unverzinsliche Vorausleistung von 50 Millionen Mark gewährt, während das Reich die verbleibenden 106 Millionen übernahm.

Die Gesamtlänge des Kanals beträgt 98,65 km. Der Querschnitt desselben ist so bemessen, daß die gewöhnlich in der Ostsee verkehrenden größten Dampfer von etwa 6 m Tiefgang und 12 m Breite an jeder Stelle des Kanals einander vorbeifahren können. Will aber ein großes Kriegsschiff den Kanal benutzen, dann müssen entgegenkommende Fahrzeuge in den Ausweichstellen, welche 60 m Sohlenbreite und 450 m Länge besitzen, liegen bleiben. Im übrigen beträgt die Breite an der Sohle 22 m, bei Mittelwasser 9 m Wassertiefe und wenigstens 66 m Spiegelbreite. In den Krümmungen ist eine Verbreiterung des Kanalquerschnittes vorgenommen, welche bei 1000 m Halbmesser 16 m beträgt und bei 2500 Halbmesser nur noch 1 m. Die Krümmung von 1000 m Halbmesser, welche durch örtliche Verhältnisse bedingt war, setzt einige Vorsicht bei dem Durchfahren voraus. Eine Verbreiterung des Kanals kann in Zukunft erforderlich werden.

---

1) Vgl. Zentralblatt der Bauverw. 1895, S. 265 und die Literaturangaben, S. 244. Die Abb. 303—310 sind nach Aufnahmen der Lichtdruckerei Knackstedt & Näther, Hamburg, Eppendorferstr. 104, angefertigt.

Das Mittelwasser im Kanal entspricht dem Ostseemittelwasser.

Zwei hochgewölbte eiserne Brücken überspannen den Kanal in hügeliger Gegend, während in flachem Gelände Drehbrücken hergestellt sind; vgl. Abb. 303—305.

In den ersten Jahren seiner Benutzung hat der Kanal auch zur natürlichen Entwässerung niedrig belegenen Geländes gedient. Dazu bedurfte es zeitweise einer Senkung seines Wasserstandes. Das wurde bei niedrigem Elbwasserstande durch das Ablassen von Wasser



Abb. 303. Hochbrücke bei Grünthal.

an dem westlichen Kanalende bei Brunsbüttel erreicht. Die entstehende Strömung behinderte aber eine Steuerfähigkeit der Schiffe, weshalb diese Senkung des Kanalspiegels aufgegeben ist. Die Niederung entwässert nun mittels Schöpfwerk in den Kanal. Um aber auch bei mäßiger Strömung die Schleusen öffnen und schließen zu können, ist außer den Endtoren der Kammer jeweils noch ein mittleres Torpaar eingefügt, welches mit Schützenvorrichtungen versehen ist; vgl. Abb. 306. Die Bewegung dieses Torpaares erfolgt bei geöffnetem Zustande der Schützen.

Zahlreiche Bagger waren tätig, um den Kanal herzustellen. Soweit dies erreichbar war, wurde bei Wasserschöpfen im Trockenen



Abb. 304. Hochbrücke bei Levensau.

gearbeitet; vgl. Abb. 150, S. 169 hier. Im Moorboden jedoch haben schwimmende Bagger sich eine Rinne vorkopf ausgehoben; sie griffen das Gelände direkt an, ohne daß vorher Abgrabungen erfolgt sind.



Abb. 305. Eisenbahndrehbrücke über die Ober-Eider.

Abb. 307 zeigt Bagger und Spüler in Tätigkeit. Unter Benutzung langer, an Masten aufgehängter Rinnen wurde das mit Wasser gemischte Baggergut seitwärts fortbewegt und am Kanal abgelagert. Nachdem dieser hinreichende Tiefe erhalten hatte, ist das Baggergut auch vielfach in Dampfprähmen nach der Ostsee befördert und dort verklappt, d. h. in Buchten versenkt. Anderer Aushub ist zur Herstellung großer Brückenanrampungen und zu wertvollen Geländeaufhöhungen benutzt.



Abb. 306. Ansicht der Sperrtore der Schleusen am Nordostsee-Kanal.

Im Moor mußten vor Beginn der Baggerung zu beiden Seiten der Kanallinie Dämme aus Sand geschüttet werden, welche bis auf den festen Untergrund hinabreichen und dazu dienen, ein seitliches Eindringen des leicht beweglichen Moorbodens in den Kanal zu verhindern.

Um das Sinken des Sandes zu erleichtern, sind Längsgräben in der oberen festeren Moorschicht ausgehoben; vgl. Abb. 308. Wenn das versäumt wäre, würde die Mooroberschicht den Sand im Anfang getragen haben, um hernach plötzlich und ganz unregelmäßig durchzubrechen. Dann wäre der Bodentransport, mittels einer Bahn auf dem Sanddamm bewirkt, sehr gefährdet gewesen.



Abb. 307. Naßbagger und Elevatoren im Betriebe am Bau des Nordostsee-Kanals.

Abb. 309 zeigt, wie bei fortschreitender Belastung des Sanddammes dieser mit abwärts sinkt, hingegen seitwärts der Moorboden aufbricht und auftreibt.

Abb. 310 veranschaulicht eine Vorrichtung, welche dazu diente, durch einen See hindurch einen Damm zu schütten. Um schnell voran zu kommen, befindet sich vorkopf eine schwimmende Brücke, auf welche eine ganze Wagenreihe auffährt. Die gefüllten Wagen sind mit Klappen versehen; sie lassen den Boden unter sich ins Wasser fallen.



Abb. 308. Sandschüttung im Reitmoor.

Schleusen sind nur an den Kanalenden bei Brunsbüttel und Holtenau vorhanden. Es sind das zwei Doppelanlagen. Die Baulänge beträgt je 217 m, die nutzbare Kammerlänge 150 m, die Tor- und Kammerbreite 25 m und die Drempeltiefe (Wassertiefe am höchsten Punkt der Schleusensohle) 9,97 m bei Brunsbüttel und 9,57 m bei Holtenau. Die Ungleichheit ist durch den Umstand bedingt, daß der Wasserspiegel der Elbe häufig stärker sinkt als derjenige der Ostsee. Bei ausgespiegeltem Wasserstande sind alle Schleusentore geöffnet, alsdann können auch Schiffe über 150 m Länge die Schleuse durchfahren. Die Kammern sind so eingerichtet, daß in ihnen Schiffe eine Notdockung vornehmen können; sie lassen



Abb. 309. Sandschüttung im Moor bei Burg, Bau des Nordostsee-Kanals.

sich also ganz leer pumpen. Sohle und Wände sind dementsprechend stark gebaut.

Größere Bauwerke, insbesondere die Schleusen, sind nachts durch Bogenlampen elektrisch beleuchtet. Im übrigen ist die Kanalstrecke durch Glühlampen gekennzeichnet; ferner geben Leuchtfeuer die Zufahrt an.

Längs der ganzen Linie ist ein Überwachungsdienst eingerichtet, so daß von Wärterbuden aus der Kanal überblickt wird. Jede Störung im Betriebe wird durch Telephon den übrigen Stationen gemeldet, denen fortlaufend Nachrichten über den Betrieb zugehen.



Abb. 310. Schüttgerüst des Ringdammes im Flemhuder See.

Es sei noch erwähnt, daß zur Verbindung mit der Eider eine Schleuse von 68 m nutzbarer Länge und 12 m Breite bei 5,5 m Tiefe bei Rendsburg angelegt ist, deren obere Tore als Fächertore ausgebildet sind. Vermöge dieser Hilfstore kann die Schleuse auch gegen einen kleinen Wasserüberdruck geöffnet und bei Strömung langsam geschlossen werden.

Die erste Verbindung zwischen Nord- und Ostsee wurde am Ende des XIV. Jahrhunderts durch den Stecknitzkanal erreicht; derselbe diente wie der in jüngerer Zeit an seine Stelle getretene Elbe-Trave-Kanal nur der Binnenschiffahrt.

Die erste dem Seeverkehr zwischen Nord- und Ostsee dienende Wasserstraße wurde von Christian III., König von Dänemark, Schweden und Norwegen, 1550 geplant. Der Durchstich sollte an der Grenze von Schleswig und Jütland erfolgen.



Abb. 311. Eine Kammer der beiden Schleusen zu Brunsbüttel.



Abb. 312. Die kleinere Ufermauer des Vorhafens bei Holtenau.
Eigene Aufnahme.

Im Jahre 1571 erbat sich Herzog Adolf I. zu Schleswig-Holstein vom Kaiser Maximilian II. die Gerechtsame des Ausbaues der Eider oberhalb Rendsburg als Kanal für Seeschiffe mit einem Abstieg nach Holtenau bei Kiel. Die Vollendung erfolgte erst 200 Jahre später. Die Kosten betrugen 9 Millionen Mark. Der Kanal erhielt 3 m Wassertiefe und 18 m Sohlenbreite, die Schleusen waren 7,8 m breit bei 35 m Nutzlänge. Dieser Kanal hat der Küstenschiffahrt über 100 Jahre sehr genützt; er genügte aber nicht größeren Seeschiffen. Insbesondere ist für diese auch die Anfahrt zur Eider infolge des vorgelagerten Wattenmeeres mit seiner geringen Tiefe gefährlich. So entstand 1848 ein Entwurf von Gebrüder Christensen mit einem Anschluß bei Brunsbüttel an die Elbe. Im Jahre 1865 bearbeitete Lentze im Auftrage der preußischen Regierung diese Linie; später trat Dahlström[1]) für die Erbauung der Kanalverbindung lebhaft ein. Im Jahre 1881 wurde die Berufung einer Kanalkommission beschlossen. In der weiteren Folge ist dann unter Baenschs Leitung der Entwurf aufgestellt und der Bau in den neun Jahren von 1887—1895 durchgeführt worden.

1) H. Dahlström: Die Ertragsfähigkeit eines Schleswig-Holsteinischen Seeschiffahrtkanals. Verlag: L. Friederichsen & Co., Hamburg 1879.



Sachregister.

(Die Ziffern hinter dem Artikel bedeuten die Seitenzahlen.)



